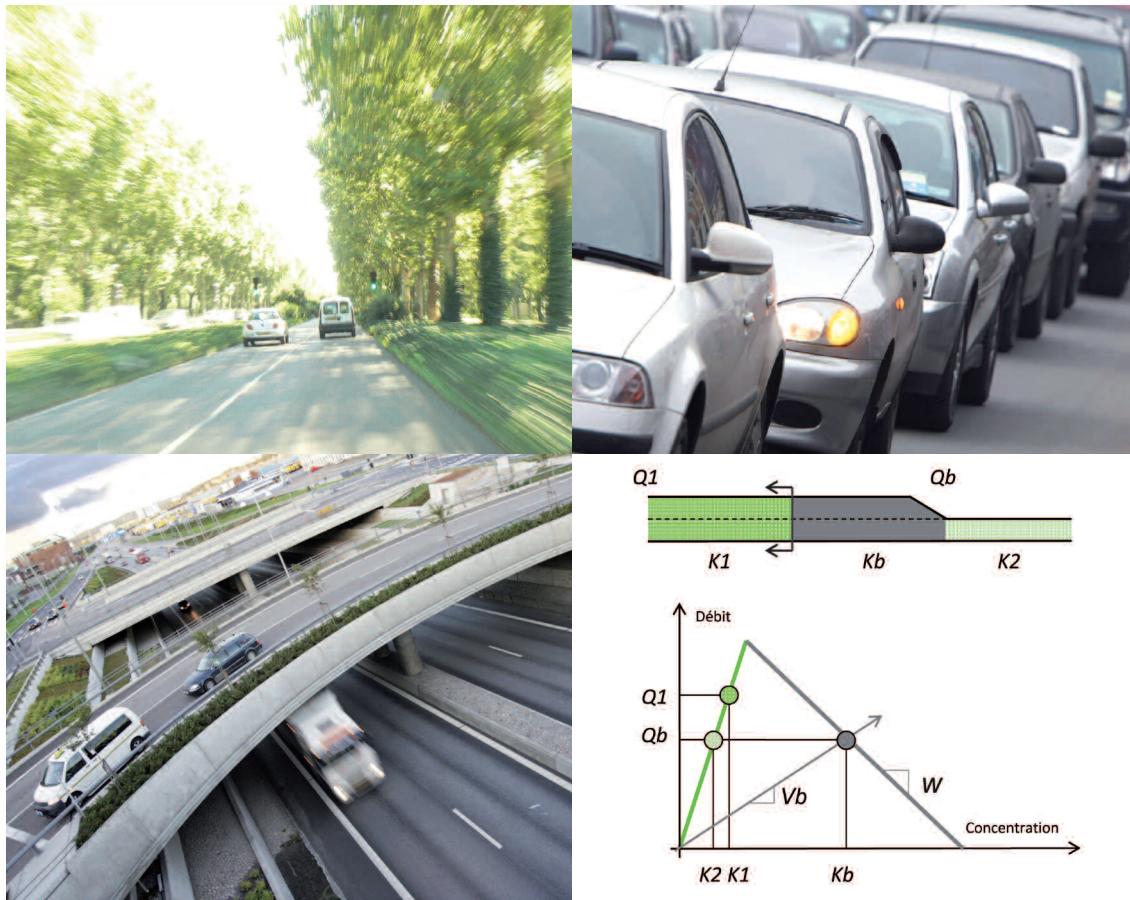


Certu

Comprendre le trafic routier

Méthodes et calculs



Éditions du Certu

Comprendre le trafic routier

Méthodes et calculs



centre d'Études sur les réseaux,
les transports, l'urbanisme
et les constructions publiques
9 rue Juliette Récamier
69456 Lyon Cedex 06
téléphone : 04 72 74 58 00
télécopie : 04 72 74 59 00
www.certu.fr

Collection Références

Cette collection comporte les guides techniques, les ouvrages méthodologiques et les autres ouvrages qui, sur un champ donné, présentent de manière pédagogique ce que le professionnel doit savoir. Le Certu a suivi une démarche de validation du contenu et atteste que celui-ci reflète l'état de l'art. Il recommande au professionnel de ne pas s'écartez des solutions préconisées dans le document sans avoir pris l'avis d'experts reconnus.

Le Certu publie également les collections : débats, dossiers, rapports d'étude.

Les auteurs

Christine Buisson est chercheur à l'Inrets et enseignante à l'ENTPE. Son domaine de recherche vise à comprendre, quantifier et réduire la congestion autoroutière. Elle développe des modèles d'écoulement du trafic routier et s'attache à confronter leurs résultats avec les données issues du terrain ou d'expérimentations spécifiques. Elle enseigne à l'ENTPE sur ces domaines depuis plus de 10 ans. Elle a réalisé de nombreuses expertises pour les gestionnaires d'infrastructures routières, en particulier sur les dispositifs de régulation.

Jean-Baptiste Lesort est directeur de recherche à l'Inrets (Institut national de recherche sur les transports et leur sécurité) dont il est directeur scientifique adjoint. Il mène depuis vingt-cinq ans des travaux de recherche sur la modélisation et la gestion du trafic routier, avec un intérêt particulier dans les dernières années pour les modèles les plus simples. Il est par ailleurs animateur du réseau d'excellence européen Nearctis consacré à la gestion du trafic. Il enseigne à l'École nationale des travaux publics de l'État (ENTPE) et à l'École centrale de Lyon.

Remerciements

Les personnes suivantes nous ont apporté leur concours, par des relectures attentives, par des conseils ou encore par leur soutien :

- Jacques Nouvier (Certu), coordinateur de l'ouvrage pour le Certu ;
- Jean-Michel Serrier (Certu) ;
- Christophe Bouilly (DIR SO) ;
- Gérard Louah (CETE de l'Ouest) ;
- Cyril Ladier (CETE SO-ZELT) ;
- Thomas Durlin (CETE NP) ;
- Frédéric Pesteil (CETE SO);

Les institutions suivantes nous ont facilité l'accès à leurs données :

- les Autoroutes du Sud de la France ;
- la direction interdépartementale des routes Centre-Est ;
- le système de recueil MIDAS de l'agence anglaise des autoroutes ;
- la société Arcadis ;
- la Zone expérimentale laboratoire de trafic (ZELT/CETE SO).

Sommaire

Introduction	9
1. Les variables du trafic	11
1.1 Variables individuelles	11
1.1.1 Notion de trajectoire	
1.1.2 Mesures de $x(t)$	
1.1.3 Mesures de $t(x)$	
1.1.4 Variables et caractéristiques d'un véhicule	
1.1.5 Temps de parcours individuel	
1.2 Variables concernant deux véhicules	15
1.3 Variables concernant un flot de véhicules	17
1.4 Relation entre la vitesse du flot, la concentration et le débit	23
2. Analyse du diagramme fondamental	29
2.1 Les deux zones du diagramme fondamental	29
2.2 Les trois représentations du diagramme fondamental	30
2.3 Passage de taux d'occupation à concentration	31
3. La congestion : définitions et calculs simples	37
3.1 Définitions de base et exemples	37
3.1.1 Définition locale de la congestion	
3.1.2 Offre, demande et congestion	
3.2 La congestion sur route	39
3.3 La congestion en ville : carrefours et congestion	42
3.3.1 Cas du carrefour à feux fixes	
3.3.2 Cas du carrefour à feux adaptatifs	
3.3.3 Cas du carrefour sans feu	
3.4 Congestions, bouchons, encombres, etc.	43
3.5 Mesure et caractérisation de la congestion	43
3.5.1 Caractérisation de la congestion locale en trafic continu	
3.5.2 De la caractérisation locale aux indicateurs de congestion	
3.5.3 Congestion d'un réseau de carrefours	
3.6 Calculs simples en congestion	46
3.6.1 Vitesse, temps de traversée d'un bouchon	
3.6.2 Temps de dissipation d'un bouchon	
3.7 Conclusion, extensions	49
4. Débits cumulés	51
4.1 Introduction – définitions	51
4.2 Étude d'un segment de route	51
4.2.1 Introduction	
4.2.2 Détermination du véhicule de référence (origine des courbes de débit cumulé)	
4.3 Analyse de la congestion avec les débits cumulés	53
4.3.1 Pointe de trafic sur un rétrécissement	
4.3.2 Exemple d'un incident	
4.4 Conclusion	57

5. Temps de parcours	59
5.1 Principes : différences entre temps de parcours réalisé, prévu et instantané	59
5.1.1 Temps de parcours d'un véhicule sur un tronçon de route donnée	
5.1.2 Temps de parcours réalisé sur plusieurs tronçons de route successifs	
5.1.3 Temps de parcours estimé à partir de la vitesse locale individuelle	
5.1.4 Temps de parcours estimé à partir de la vitesse locale moyenne	
5.2 Méthode des stocks : débits cumulés	62
5.3 Mesure des temps de parcours en ville	64
5.3.1 Introduction	
5.3.2 Estimation par les vitesses	
5.3.3 L'indicateur BRP	
5.4 Mesure des temps de parcours individuels à partir de la date de passage	68
5.5 Utilisation du temps de parcours pour la valorisation économique	68
5.6 Autres méthodes, perspectives	69
6. Analyse d'un réseau	71
6.1 Introduction	71
6.2 Description de la répartition des flux	71
6.3 L'affectation du trafic	72
6.3.1 Le cas statique	
6.3.2 Le cas stationnaire	
6.3.3 Le cas dynamique	
6.4 La connaissance des matrices origine – destination	74
Le réseau étudié	
Analyse du bouchon dû à l'incident	
Analyse d'un délestage	
7. Calculs d'évolution spatiale et temporelle des congestions	79
7.1 Équations de conservation	79
7.2 Calcul de vitesse de remontée de file d'attente	80
7.3 Dissipation de file d'attente	82
7.3.1 Les files d'attente : deux familles de causes ; deux modes de disparition	
7.3.2 Justification du choix d'un diagramme fondamental triangulaire	
7.3.3 Cas d'une file d'attente causée par une chute temporaire de l'offre	
7.3.4 Cas d'une file d'attente causée par une augmentation temporaire de la demande	
8. Éléments de perspective et conclusion	89
Difficulté d'obtenir des données satisfaisantes	89
Avancées récentes de la théorie du trafic	89
Au-delà de la congestion, considérer d'autres externalités du trafic routier	90
Nouveaux modes de régulation du trafic	90
Conclusion	90
Annexes	91
Bibliographie	92
Exercices	93
Exercice 1 (paragraphe 1.1 pages 11 et suivantes)	93
Exercice 2 (paragraphe 1.3 page 17 et suivantes)	94
Exercice 3 (paragraphe 1.4 page 23 et suivantes)	94

Exercice 5 (chapitre 2 page 29 et suivantes)	96
Exercice 6 (chapitre 2 page 29 et suivantes)	96
Exercice 7 (chapitre 2 page 29 et suivantes)	97
Exercice 8 (chapitre 2 page 29 et suivantes)	98
Exercice 9 (paragraphe 3.6 pages 46 et suivantes)	98
Exercice 10 Bouchon de curiosité (paragraphe 3.6 pages 46 et suivantes)	99
Exercice 11 Autoroute à péage (paragraphe 4.3 pages 53 et suivantes)	100
Exercice 12 calcul du retard au niveau d'un feu (chapitre 4 pages 51 et suivantes)	101
Exercice 13 Accident avec différents délais d'alerte et d'intervention (chapitre 4 pages 51 et suivantes)	103
Exercice 14 (chapitre 6 pages 71 et suivantes)	104
Exercice 15 (chapitre 7 page 79 et suivantes)	105
Exercice 16 (chapitre 7 page 79 et suivantes)	105
Glossaire	106

Liste des encadrés

Encadré A	représentation dans le plan (x, t) de la coordination des feux	14
Encadré B	distribution de temps inter-véhiculaires	16
Encadré C	répartition du flux entre les voies d'une autoroute à trois voies	18
Encadré D	un des capteurs les plus répandus : la boucle électromagnétique	19
Encadré E	définitions de la vitesse moyenne spatiale et de la vitesse moyenne temporelle	23
Encadré F	illustration des différentes définitions de la vitesse sur un cas extrême	24
Encadré G	illustration des différentes définitions de la vitesse sur un cas réel	25
Encadré H	représentation dans le plan (x, t) des variables macroscopiques du flux	26
Encadré I	impact de la période d'agrégation sur la forme du diagramme fondamental	31
Encadré J	comment déterminer la capacité d'une infrastructure ?	33
Encadré K	analyse de la congestion causée par un incident	41
Encadré L	avantages comparés des volumes d'encombrement et du temps total perdu	45
Encadré M	congestion causée par une zone de travaux sur une autoroute à trois voies	48
Encadré N	intérêt de l'étalement dans le temps d'une période de pointe	56
Encadré O	influence du délai d'intervention sur la durée du bouchon dû à un incident	57
Encadré P	cas d'une origine et d'une destination reliées par deux itinéraires	73
Encadré Q	analyse d'un anneau de voies rapides et de l'impact possible d'un PMV	75
Encadré R	évolution des files d'attente au niveau d'un feu tricolore	86

Liste des figures

Figure 1–1 :	position sur la voie d'un véhicule à quatre instants différents.	11
Figure 1–2 :	trajectoire d'un véhicule dans le plan (x, t) .	12
Figure 1–3 :	deux trajectoires de véhicules : à gauche (a/) une trajectoire interpolée entre deux mesures de position successives, à droite (b/) à partir d'une mesure continue de la vitesse et de la position.	12
Figure 1–4 :	évolution d'un véhicule dont la position est mesurée en des points régulièrement espacés de la voie.	13
Figure 1–5 :	trajectoires des flux de véhicules traversant plusieurs carrefours à feux successifs.	14
Figure 1–6 :	trajectoires de deux véhicules : un véhicule leader et son véhicule suiveur.	15
Figure 1–7 :	trois distributions des temps inter individuels observées sur une autoroute au nord de Marseille.	16
Figure 1–8 :	représentation dans le plan (x, t) de la mesure du débit en un point x et de la concentration à un instant t .	17
Figure 1–9 :	photographie d'une boucle électromagnétique simple.	19
Figure 1–10 :	principe de fonctionnement de la boucle électromagnétique simple.	20
Figure 1–11 :	principe de fonctionnement de la boucle électromagnétique double.	21
Figure 1–12 :	illustration de la différence entre vitesse moyenne temporelle et vitesse moyenne spatiale.	22
Figure 1–13 :	schéma d'un cas simple de route à deux voies avec des vitesses différentes.	24
Figure 1–14 :	mesures de vitesses moyennes temporelles arithmétiques et harmoniques.	25
Figure 1–15 :	évolution spatio-temporelle d'une congestion.	26
Figure 1–16 :	comparaison de l'évolution spatio-temporelle de la congestion observée sur deux jours au même endroit.	27
Figure 2–1 :	les deux zones de comportement du trafic routier.	29
Figure 2–2 :	les trois représentations du diagramme fondamental.	30
Figure 2–3 :	relation entre le taux d'occupation et la concentration.	31
Figure 2–4 :	diagrammes fondamentaux issus de la boucle de Fourvière, au Nord de Lyon.	32
Figure 2–5 :	évolution du débit et de la vitesse du flot calculés sur une minute dans la période qui précède immédiatement l'apparition de la congestion.	33
Figure 2–6 :	ajustement par une formule exponentielle des couples vitesse moyenne / débit mesurés pendant des périodes de 6 minutes.	34
Figure 3–1 :	un exemple de relation fondamentale triangulaire entre le débit et la concentration.	37
Figure 3–2 :	de la relation fondamentale triangulaire à la définition de l'offre et de la demande.	38
Figure 3–3 :	le profil en long et les deux relations fondamentales triangulaires correspondant à une route rétrécie.	39
Figure 3–4 :	états de concentration et de débit des deux zones de la route avec rétrécissement.	40
Figure 3–5 :	situations de débit et de concentration des différentes zones d'une route en présence d'un incident.	41
Figure 3–6 :	situations de débit et de concentration des différentes zones d'une route lorsqu'un incident disparaît.	41
Figure 3–7 :	illustration des $H \times km$ avec différentes vitesses de traversées de bouchon.	45
Figure 3–8 :	cas simple d'un bouchon de longueur L .	46
Figure 3–9 :	deux diagrammes fondamentaux caractérisant le trafic sur l'autoroute.	48
Figure 4–1 :	évolution du débit cumulé au cours du temps.	51
Figure 4–2 :	évolution du débit cumulé au cours du temps en deux points A et B .	52

Figure 4–3 :	méthode permettant de déterminer le nombre de véhicules présents entre A et B à l'instant t à partir du nombre de véhicules passés en A entre $t - TO$ et t et en B entre t et $t + TO$.	53
Figure 4–4 :	méthode des débits cumulés pour une pointe de demande arrivant sur une voie avec limitation de la capacité.	54
Figure 4–5 :	méthode des débits cumulés pour une demande constante arrivant sur une voie sur laquelle se produit un incident.	55
Figure 4–6 :	méthode des débits cumulés pour un pic de demande arrivant sur une voie de capacité limitée.	56
Figure 4–7 :	méthode des débits cumulés pour une demande constante arrivant sur une voie sur laquelle se produit un incident.	57
Figure 5–1 :	les deux temps de parcours d'un véhicule : le temps de parcours réalisé et le temps de parcours annoncé.	59
Figure 5–2 :	le temps de parcours réalisé par deux véhicules sur une route comportant deux sections.	60
Figure 5–3 :	estimation du temps de parcours à partir d'une mesure ponctuelle de la vitesse individuelle par une boucle électromagnétique.	61
Figure 5–4 :	représentation dans le plan (x, t) de la mesure de vitesse moyenne sur une route comportant trois sections.	62
Figure 5–5 :	méthode des stocks pour la prévision des temps de parcours basée sur le débit mesuré à l'instant t en aval.	63
Figure 5–6 :	méthode des stocks pour la prévision des temps de parcours basée sur le débit mesuré en amont.	63
Figure 6–1 :	exemple d'un réseau dont les routes sont décrites par des pourcentages directionnels.	71
Figure 6–2 :	exemple de deux itinéraires reliant une origine à une destination.	73
Figure 6–3 :	exemple de deux itinéraires reliant une origine à une destination. Situation d'équilibre.	73
Figure 6–4 :	schéma du réseau des voies rapides autour de Lyon.	75
Figure 6–5 :	schéma des débits cumulés au point S sans délestage par la branche est.	76
Figure 6–6 :	schéma des débits cumulés au point S avec un délestage total.	77
Figure 6–7 :	schéma des débits cumulés au point S avec un délestage partiel.	78
Figure 7–1 :	évolution au cours du temps du nombre de véhicules présents sur un tronçon de route.	79
Figure 7–2 :	calcul de file d'attente en amont d'une chute de capacité.	81
Figure 7–3 :	évolution dans le plan (x, t) de la file d'attente en amont du point où la capacité est réduite.	82
Figure 7–4 :	impacts de l'hypothèse d'une forme triangulaire du diagramme fondamental sur les vitesses moyennes des véhicules en fluide et les vitesses de remontée de congestion.	83
Figure 7–5 :	évolution de la file d'attente correspondant au cas d'une autoroute à trois voies dont deux sont temporairement bloquées par un obstacle.	84
Figure 7–6 :	évolution d'une file d'attente causée par une augmentation temporaire de la demande.	85
Figure 7–7 :	évolution d'une file d'attente à une ligne de feu pour laquelle la demande est inférieure à la capacité de la ligne de feu.	86
Figure 7–8 :	évolution d'une file d'attente à une ligne de feu pour laquelle la demande est supérieure à la capacité de la ligne de feu (la file s'allonge à chaque cycle).	87

Introduction

Le trafic routier est un phénomène complexe d'une part en raison du nombre élevé d'acteurs qui y participent, d'autre part à cause du caractère très maillé du réseau sur lequel il se déroule. Le phénomène le plus marquant dans le trafic routier est la congestion qui alimente de nombreuses discussions d'usagers. Depuis une cinquantaine d'années, cependant, des théoriciens du trafic cherchent à comprendre et quantifier les mécanismes à l'œuvre.

Nous proposons ici un certain nombre d'outils simples issus de la théorie du trafic qui permettent de quantifier le trafic routier et de comprendre les principaux mécanismes à la base de l'apparition de la congestion.

Pour comprendre la congestion, il faut garder présent à l'esprit que c'est un phénomène qui survient lorsque la demande (le nombre de véhicules qui cherchent à utiliser une infrastructure donnée) est supérieure à la capacité de cette infrastructure. Si la demande excède la capacité, alors des véhicules seront ralentis à l'entrée de l'infrastructure, formant ainsi un bouchon. Ces véhicules excédentaires seront à chaque instant plus nombreux qu'à l'instant précédent. Comme chaque véhicule occupe une certaine longueur de voie, la longueur de la file d'attente ne fera que croître en proportion du nombre de véhicules présents dans cette file d'attente.

On voit de ce qui précède que la congestion est un phénomène évolutif, à la fois dans le temps et dans l'espace.

Or, en raison du caractère maillé de l'infrastructure, cet allongement de la file d'attente peut la conduire à atteindre des points de choix d'itinéraire, et ainsi congestionner des parties du réseau où circulent des véhicules qui n'utiliseront pas l'infrastructure à l'origine de la congestion.

Dans cet ouvrage, nous commencerons par examiner les différentes variables qui permettent de caractériser la progression de véhicules sur une voie, avant de nous intéresser à la relation fondamentale qui permet de relier le nombre de véhicules présents à un instant sur une longueur de voie au nombre de véhicules passant en un point. Nous présenterons ensuite quelques calculs simples qui permettent d'estimer le temps de traversée pour une congestion de longueur et de débit de sortie connus. Nous aborderons ensuite la notion de débits cumulés qui fournit des outils pour calculer l'évolution du nombre de véhicules en file d'attente, la durée d'une congestion et le temps total perdu.

Nous aborderons alors une question qui est directement utile pour les exploitants, la notion de temps de parcours et les différentes définitions et méthodes de calcul associées à cette notion. La question du réseau maillé, où il existe plusieurs chemins pour relier une origine à une destination, sera ensuite abordée. Le chapitre suivant présentera les calculs d'évolution spatio-temporelle complète de la congestion, tant dans sa phase d'apparition que dans sa phase de disparition.

En annexe, le lecteur intéressé trouvera une série d'exercices corrigés, un glossaire français-anglais et une liste bibliographique reprenant les principaux ouvrages qui lui permettront d'aller plus loin.

Les lecteurs qui trouveront profit à la lecture de cet ouvrage sont, nous l'espérons, les personnes dont la situation professionnelle les conduit à gérer la congestion, qu'ils soient exploitants de réseaux urbains, péri- ou interurbains, ou encore chargés d'études pour concevoir de nouveaux ouvrages ou tenter d'améliorer le fonctionnement des infrastructures existantes. Les étudiants de niveau licence et master, en particulier en école d'ingénieur, pourront également trouver de l'intérêt à cette lecture.

1. Les variables du trafic

Pour commencer ce manuel, nous présenterons un des moyens de mesure dont dispose l'exploitant du trafic routier. Ces appareils lui permettent de connaître, en temps réel ou non, les conditions dans lesquelles les véhicules s'écoulent.

Cependant, avant de s'intéresser aux outils de mesure, il faut préciser quelles sont les variables du trafic accessibles par la mesure. Nous commencerons par les variables individuelles (même si elles sont très rarement accessibles dans la réalité) car c'est à partir de celles-ci que sont construites les variables collectives qui sont, elles, très souvent disponibles.

1.1 Variables individuelles

1.1.1 Notion de trajectoire

Pour étudier le trafic, on peut s'intéresser à un véhicule choisi parmi les autres. Supposons que toutes les dix secondes on puisse mesurer sa position avec une précision suffisante (par exemple grâce à un système de type GPS embarqué), on pourra alors schématiser l'évolution du véhicule sur la voie par la figure ci-dessous.

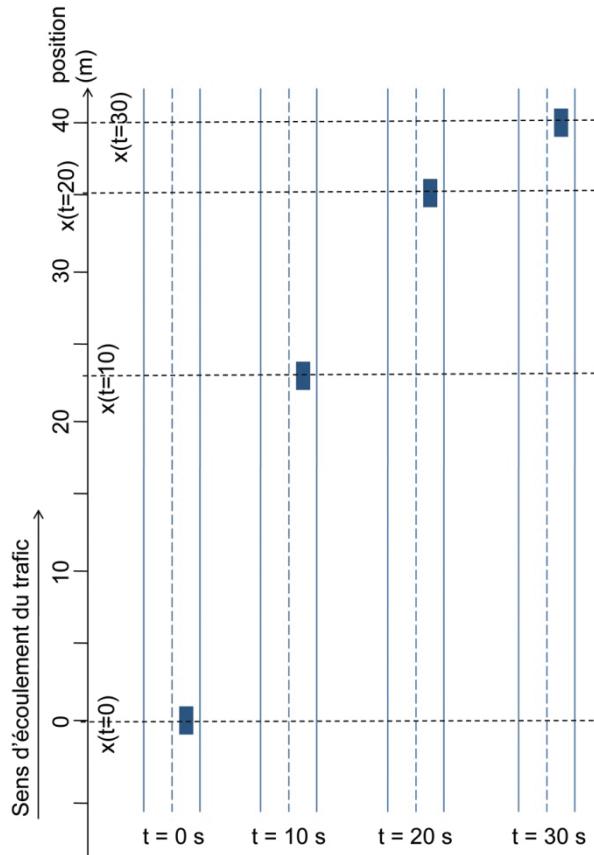


Figure 1-1 : position sur la voie d'un véhicule à quatre instants différents. On a repéré la position longitudinale $x(t)$ à $t = 0, 10, 20$ et 30 secondes. Ce véhicule a parcouru 40 mètres en 30 secondes, ce qui correspond à une vitesse d'un peu moins de 50 km/h . Ce véhicule reste au centre de la voie de droite, sa position latérale $y(t)$ n'est donc pas modifiée au cours de son trajet.

La trajectoire d'un véhicule est donc l'ensemble des points successifs de l'espace qu'il occupe accompagné des instants t de passage en ces points. Chaque point de la trajectoire peut donc être repéré dans un espace à quatre dimensions : $(x, y, z ; t)$. Cependant on utilise plus généralement une abscisse curviligne : x est la position longitudinale, y la position latérale et on néglige la hauteur.

1.1.2 Mesures de $x(t)$

On a coutume de s'intéresser uniquement à la position longitudinale $x(t)$ par rapport à la voie. Ceci est lié à l'appareil de mesure qui, historiquement, est un capteur de tours de roues. On résume donc la voie à une droite, le long de laquelle on mesure la position. On parle donc couramment de trajectoire dans un plan (x, t) . On peut représenter ces mesures sur la figure suivante. Remarquons au passage que le véhicule étudié est resté immobile entre les instants $t = 22 \text{ s}$ et $t = 24 \text{ s}$. On peut déduire de l'information de cette figure la distance parcourue (environ 3 mètres) par le véhicule pendant une seconde entre $t = 4 \text{ s}$ et $t = 5 \text{ s}$ par exemple.

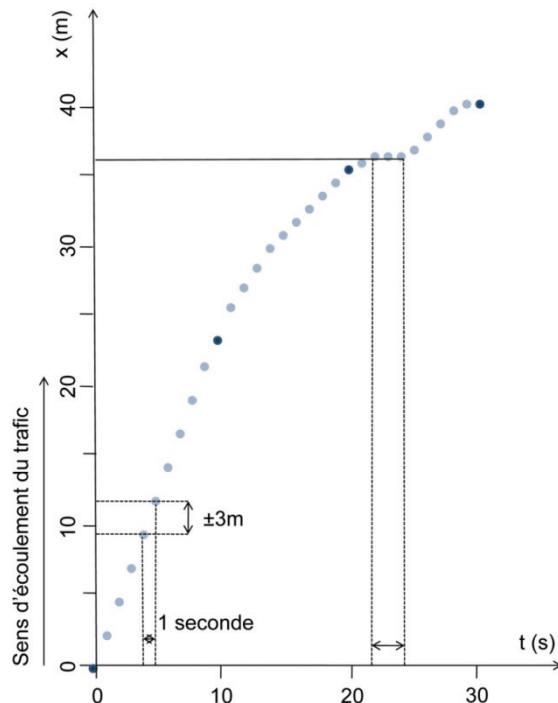


Figure 1-2 : trajectoire d'un véhicule dans le plan (x, t) .

À partir de cette mesure de la position à chaque seconde, on peut dessiner une trajectoire entre les points mesurés $x = x(t)$. Ceci est montré sur la figure suivante partie a/. La pente de la droite séparant deux mesures successives de la position est une mesure indirecte de la vitesse individuelle du véhicule à partir de sa position. Si on dispose d'une mesure directe de la vitesse individuelle, on peut tracer une trajectoire individuelle plus réaliste, par exemple celle de la figure suivante partie b/. Notons d'ailleurs au passage qu'en toute rigueur mathématique il faudrait disposer d'une mesure de la position en continu.

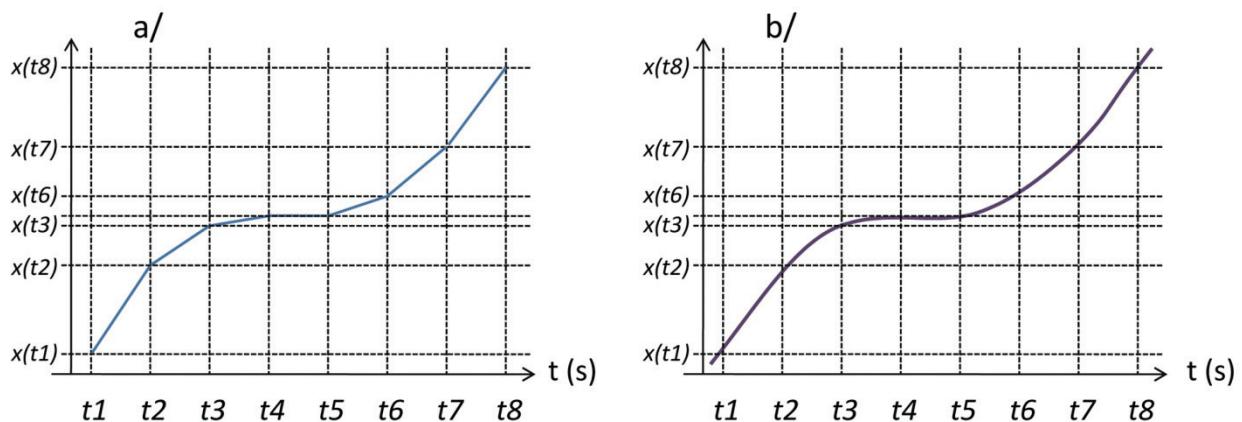


Figure 1-3 : deux trajectoires de véhicules : à gauche (a/) une trajectoire interpolée entre deux mesures de position successives ; à droite (b/) à partir d'une mesure continue de la vitesse et de la position.

1.1.3 Mesures de $t(x)$

Si, au lieu de disposer d'une mesure embarquée de la position du véhicule à chaque pas de temps, on place le long de la route des observateurs régulièrement espacés, chargés de mesurer les dates de passage du véhicule qui nous intéresse, on associera les instants aux points de mesure. Ceci est représenté sur la figure suivante.

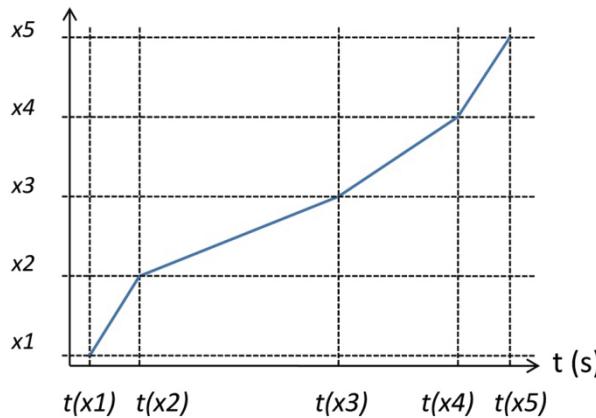


Figure 1-4 : évolution d'un véhicule dont la position est mesurée en des points régulièrement espacés de la voie.

Ces deux méthodes de mesure (de la position du véhicule à plusieurs instants successifs ou de la date de passage en plusieurs points régulièrement espacés d'une route) permettent de mesurer le même phénomène (la progression d'un véhicule sur une route) de deux manières complémentaires.

1.1.4 Variables et caractéristiques d'un véhicule

En plus de la position à un instant et de la date de passage en un point, on peut mesurer la vitesse (soit à un instant, soit en un point) ainsi que l'accélération. Ces variables sont relatives à l'évolution du véhicule le long de la route.

D'autres caractéristiques sont associées au véhicule : sa puissance moteur, sa longueur, sa masse, ... ; ou au conducteur de ce véhicule : la destination finale de son voyage, son type de conduite (plus ou moins agressive), ... D'autres caractéristiques encore sont liées non pas à l'une ou l'autre des deux entités de ce couple mais au couple lui-même. On parle alors du couple véhicule-conducteur. La vitesse désirée (la vitesse à laquelle le conducteur, connaissant les caractéristiques de la machine, souhaite conduire en fonction de la nature de la route) est typiquement une caractéristique du couple véhicule-conducteur.

Voici la synthèse des définitions présentées ci-dessus.

La **position** d'un véhicule mesurée à un instant est notée $x(t)$.

La **vitesse** d'un véhicule est la dérivée de la position par rapport au temps :

$$V(t) = \dot{x}(t) = \frac{dx(t)}{dt}$$

L'**accélération** est la dérivée de la vitesse d'un véhicule par rapport au temps et donc la dérivée seconde de la position par rapport au temps :

$$a(t) = \ddot{x}(t) = \frac{d^2x(t)}{dt^2} = \frac{dV(t)}{dt}$$

La **trajectoire** d'un véhicule est l'ensemble des points associés à la date de passage d'un véhicule. Elle peut être représentée dans un plan (x, t) , soit à partir de mesures à chaque pas de temps de la position, soit à partir de mesures des instants de passage en des points régulièrement espacés de la route.

1.1.5 Temps de parcours individuel

Le temps de parcours individuel est la mesure du temps passé par un véhicule pour aller d'un point A à un point B . C'est donc l'écart entre la date d'entrée sur le tronçon (A) et la date de sortie du tronçon (B). Il est connu à l'instant $t = T_{\text{passage}}(B)$ où le véhicule passe au point B de sortie :

$$Tp_{A \rightarrow B}(t) = T_{\text{passage}}(B) - T_{\text{passage}}(A)$$

Du temps de parcours individuel entre deux points, on peut déduire la vitesse moyenne individuelle sur ce tronçon ($L_{A \rightarrow B}$ étant la distance entre l'entrée et la sortie du tronçon) :

$$V_{A \rightarrow B}(t) = L_{A \rightarrow B} / Tp_{A \rightarrow B}(t)$$

Encadré A représentation dans le plan (x, t) de la coordination des feux

Comme la pente de la trajectoire représente la vitesse, on peut aisément représenter dans un diagramme (x, t) le flux avançant à vitesse constante entre deux feux situés à une distance donnée sur une route à une voie (cf. figure suivante partie a/).

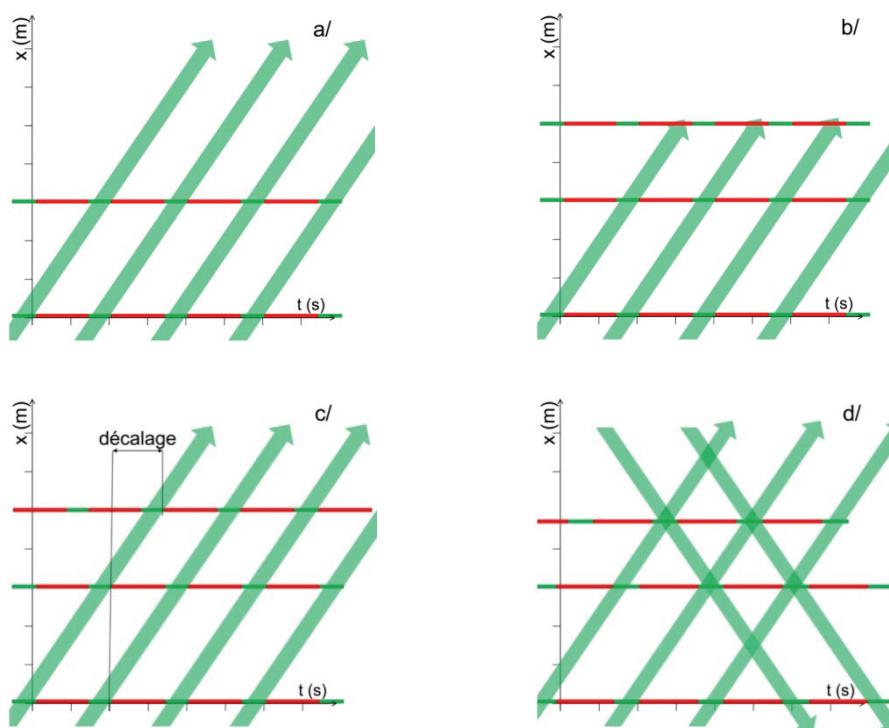


Figure 1-5 : trajectoires des flux de véhicules traversant plusieurs carrefours à feux successifs (figurés par une alternance de vert et de rouge aux positions des feux). La partie a/ représente le cas de deux carrefours, dans la partie b/ on montre que lorsqu'il y a trois carrefours avec des distances différentes entre eux, on ne peut pas obtenir l'écoulement continu du flux sans décaler les cycles sur un des carrefours (c/). Lorsque l'on cherche à réguler les deux sens de circulation simultanément, la durée des cycles doit être modifiée pour trois carrefours. Dans le cas plus général d'un axe de plus de quatre carrefours, il devient très délicat de gérer les deux sens de circulation de manière optimale. On utilise donc souvent des sens uniques.

1.2 Variables concernant deux véhicules

Lorsqu'un véhicule suit un autre véhicule, on parle de véhicule suiveur et de véhicule leader ou de véhicule suivi. On peut les observer également de deux manières complémentaires l'une de l'autre :

- en un instant t ; dans ce cas, on mesure la distance entre ces deux véhicules. Ici peut intervenir la longueur du véhicule. Ceci conduit :
 - o soit à l'*espace*ment ou à la *distance inter-véhiculaire* (qui est la distance entre deux avant ou arrières de véhicules et qui se dit en anglais « *spacing* »),
 - o soit au *créneau* (en anglais : « *space gap* »), qui est la distance séparant l'arrière d'un véhicule de l'avant du véhicule qui le suit ;
- en un point x ; dans ce cas, on mesure le temps séparant les passages de deux véhicules successifs. De la même manière on peut mesurer :
 - o le temps séparant le passage de l'avant ou de l'arrière de deux véhicules successifs : le temps inter-véhiculaire,
 - o ou le temps séparant le passage de l'arrière d'un véhicule du passage de l'avant du véhicule suivant. Ce dernier est appelé *intervalle*, *créneau temporel* ou « *time gap* » en anglais.

Ces notions sont illustrées sur la figure suivante :

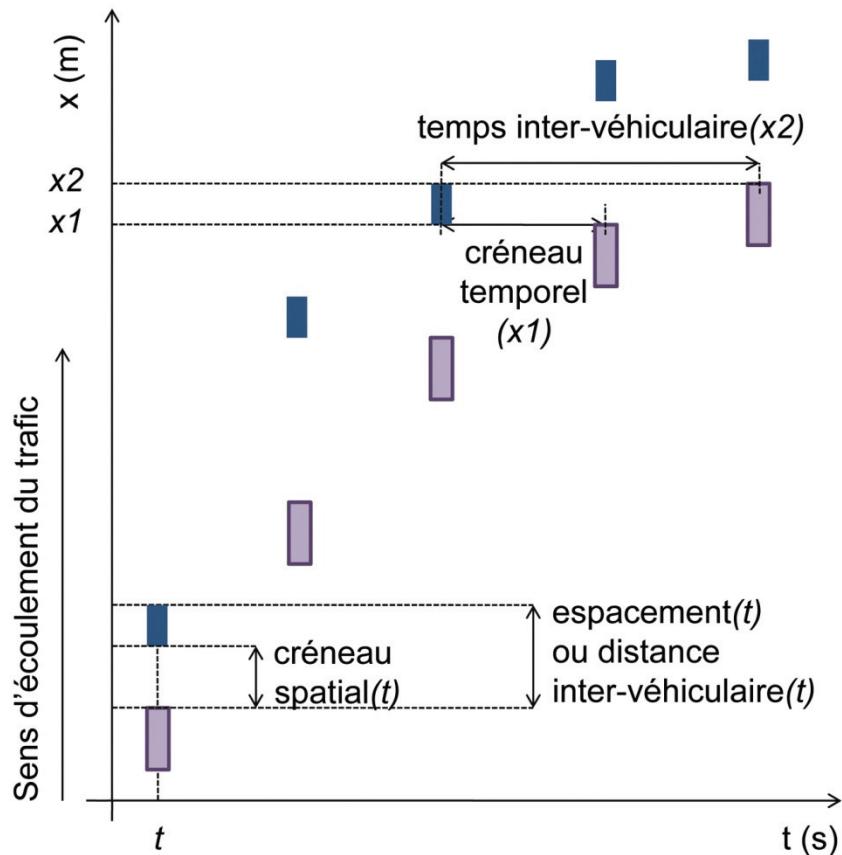


Figure 1-6 : trajectoires de deux véhicules : un véhicule leader et son véhicule suiveur. On a représenté le créneau temporel (temps qui sépare le passage de l'arrière du leader de l'avant du suiveur en un point) et le temps inter-véhiculaire ; le créneau spatial et la distance inter-véhiculaire.

Encadré B distribution de temps inter-véhiculaires

Certains capteurs permettent de mesurer les dates de passage des véhicules en un point. La figure suivante présente les observations faites sur les temps séparant l'entrée sur un capteur (une boucle électromagnétique dont nous verrons le fonctionnement plus loin) de deux véhicules successifs.

Le nombre d'observations pour chaque valeur de temps inter-véhiculaire est présenté pour les trois voies d'une autoroute urbaine du nord de la ville de Marseille. Les temps inter-véhiculaires (TIV) sont donnés en secondes.

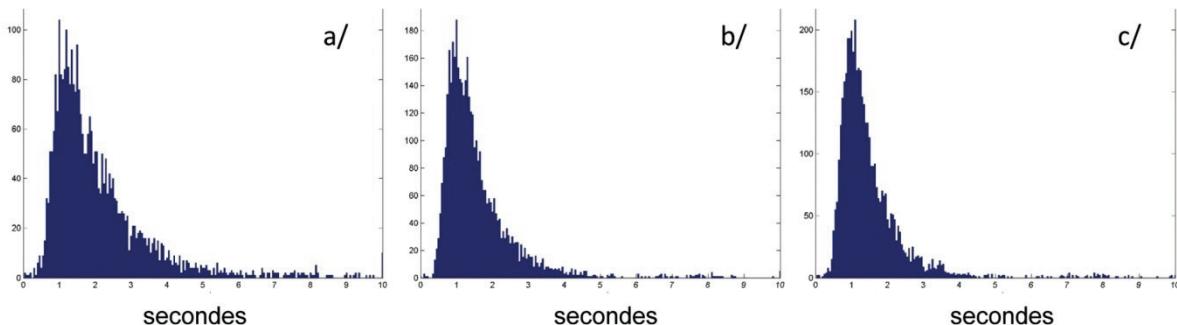


Figure 1-7 : trois distributions des temps inter-individuels observées sur une autoroute au nord de Marseille :

- a/ voie de droite,
- b/ voie centrale,
- c/ voie de gauche.

On constate que les temps inter-véhiculaires sont plus dispersés sur la voie de droite (a/) que sur celle de gauche (c/). Ceci s'explique par la présence de poids lourds sur la voie de droite.

En France, depuis 2001, la réglementation impose à chaque conducteur de respecter un intervalle de deux secondes entre le passage de l'arrière du véhicule qui le précède en un point et le passage de l'avant de son véhicule. Rappelons que le temps inter-véhiculaire est égal à l'intervalle augmenté du temps de passage d'un véhicule au droit d'un point.

Voici l'alinéa 1 de l'article R.412-12 du Code de la route :

« Lorsque deux véhicules se suivent, le conducteur second doit maintenir une distance de sécurité suffisante pour pouvoir éviter une collision en cas de ralentissement brusque ou d'arrêt subit du véhicule qui le précède. Cette distance est d'autant plus grande que la vitesse est élevée. Elle correspond à la distance parcourue par le véhicule pendant un délai d'au moins deux secondes. »

On constate sur la figure précédente que de nombreux temps inter-véhiculaires sont inférieurs à deux secondes, et donc *a fortiori* les intervalles. En réalité, un intervalle de 2 secondes entre deux véhicules conduit au niveau du flot de véhicules – s'ils mesurent en moyenne 4 mètres et ont une vitesse de 100 km/h – à une capacité de la voie (voir chapitre 0) de 1 680 véh/h. Cette valeur est très inférieure aux valeurs couramment observées, en particulier sur autoroute urbaine où l'on peut atteindre des capacités supérieures à 2 200 véh/h.

On voit ici une des contradictions entre des règles uniformes, éventuellement un peu excessives, définies dans le but de garantir une sécurité acceptable quel que soit le type de conducteur, et l'adaptation qu'en font les usagers.

1.3 Variables concernant un flot de véhicules

Dans la suite on ne considérera qu'un sens d'écoulement. Un flot de véhicules est l'ensemble des véhicules parcourant une voie à une période donnée. Il est composé de véhicules divers par leurs caractéristiques physiques (poids, longueur, puissance...) et autres (vitesse désirée, nombre de passagers...).

Pour mesurer les flots de véhicules, on s'intéresse à des variables globales dont les définitions sont données ci après.

Voici la synthèse des définitions présentées ci-dessus.

Le **débit** Q est le nombre N de véhicules passant pendant une période Δt en un point x , rapporté à la durée de la période : $Q_{\Delta t}(x) = Q(x, t \rightarrow t + \Delta t) = \frac{N}{\Delta t}$. Il est exprimé en nombre de véhicules par unité de temps (véh/h ou véh/s généralement) ;

La **concentration** K , appelée aussi densité, est le nombre M de véhicules situés entre x et $x + \Delta x$ à un instant t , rapporté à la longueur de la voie : $K_{\Delta x}(t) = K(x \rightarrow x + \Delta x, t) = \frac{M}{\Delta x}$. La concentration est exprimée en nombre de véhicules par unité de longueur (véh/km ou véh/m).

Il est intéressant de remarquer que si le débit est mesuré en un point pendant une période, la concentration, elle, est mesurée à un instant le long d'un tronçon de route. La complémentarité de ces deux mesures est similaire à celle que nous avons déjà notée sur les temps inter-véhiculaires et les distances inter-véhiculaires. Ceci est illustré sur la figure suivante.

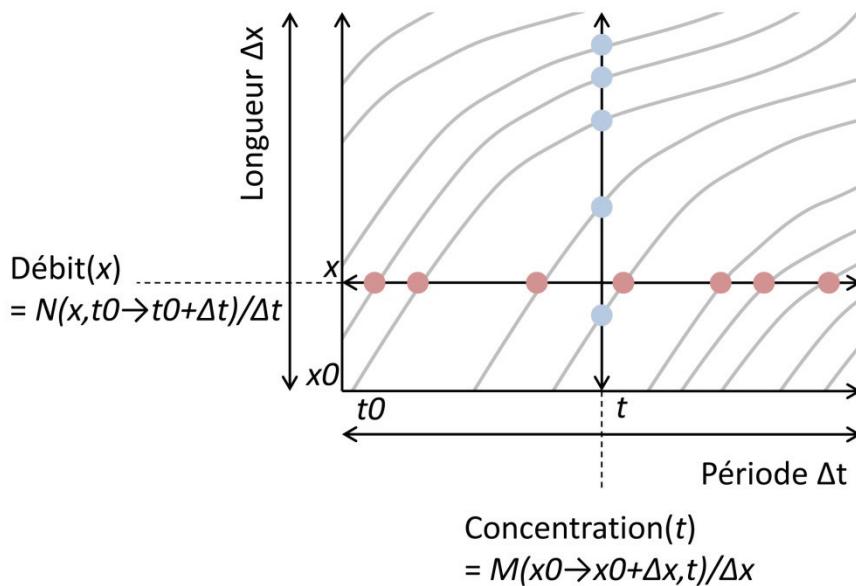


Figure 1-8 : représentation dans le plan (x, t) de la mesure du débit en un point x et de la concentration à un instant t . Sur cette figure les N véhicules passant en au point x pendant la période Δt sont figurés en rose, alors que les M véhicules présents à un instant t sur une portion de voie de longueur Δx sont figurés en bleu.

Encadré C répartition du flux entre les voies d'une autoroute à trois voies

Le débit peut être mesuré voie par voie et l'analyse de la répartition entre les différentes voies d'une autoroute peut être faite en fonction du débit total pour comprendre comment les différentes voies sont utilisées. La figure suivante illustre que la voie rapide d'une autoroute est peu utilisée lorsque le débit est faible, alors qu'elle supporte un tiers du trafic lorsque le débit approche de la capacité. À ce moment-là, c'est la voie de droite qui est sous-utilisée.

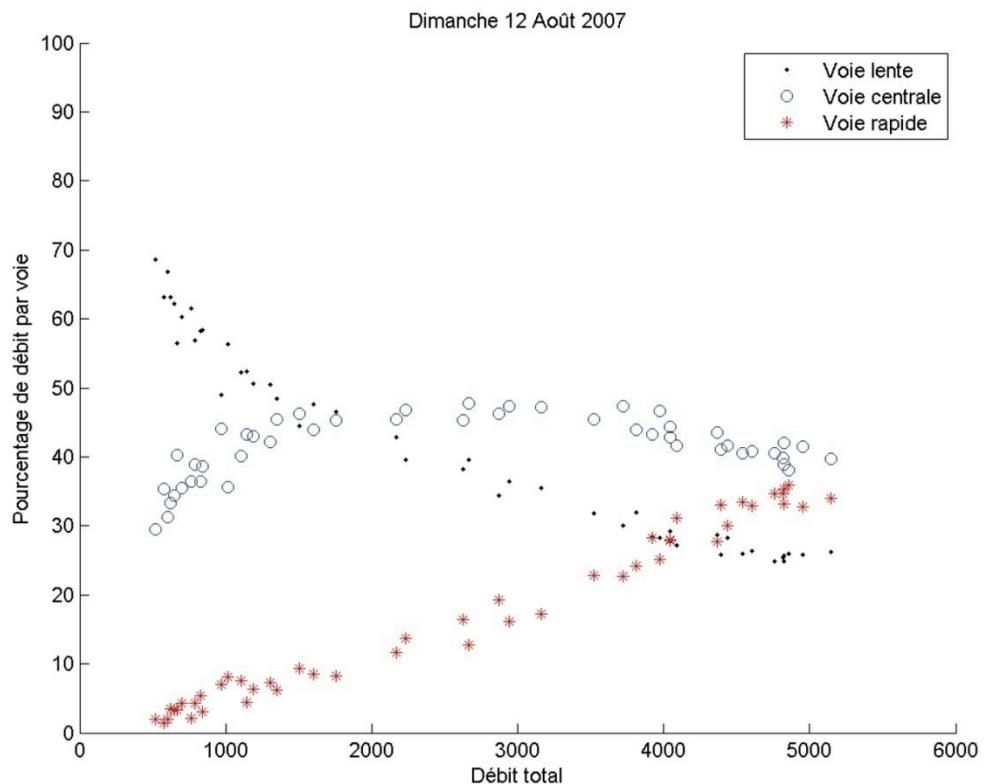


Figure 1-9 : évolution de la proportion du débit sur chaque voie en fonction du débit total (en vél/h) supporté par une autoroute à trois voies (autoroute A7) un dimanche, jour où les poids lourds sont interdits sur cet axe. On constate qu'à très faible débit les usagers sont majoritairement sur la voie lente et que, lorsque le débit total augmente, c'est cette voie qui représente la part la plus faible du débit total.

Encadré D un des capteurs les plus répandus : la boucle électromagnétique

La figure suivante présente un tronçon de voie équipée d'une boucle électromagnétique. C'est un des capteurs les plus utilisés pour mesurer les variables globales telles que le débit et le *taux d'occupation* (voir plus loin). Ce capteur peut également être utilisé pour mesurer les dates de passage des véhicules. C'est un capteur ponctuel, c'est-à-dire qu'il mesure ce qui se passe au point où il est situé.



Figure 1-10 : photographie d'une boucle électromagnétique simple. On distingue le trait de scie rectangulaire (la boucle elle-même) et le trait de scie rectiligne qui relie la boucle au générateur électrique et au détecteur de champ magnétique.

Le principe de la pose d'une boucle électromagnétique est le suivant : un trait de scie est fait dans l'enrobé, de forme généralement rectangulaire, dans lequel on place un câble électrique, qui est parcouru par un courant électrique. Au passage d'un véhicule comportant des parties métalliques (moteur, essieux...) un champ magnétique est créé qui, s'il est supérieur à un seuil, permet d'identifier que la boucle est occupée. On peut donc compter le nombre de véhicules passant sur la boucle pendant une période donnée pour déterminer le débit.

Le taux d'occupation

On peut également utiliser le temps pendant lequel la boucle est occupée par chaque véhicule pour avoir une estimation indirecte de la concentration. La figure ci-dessous illustre la notion de taux d'occupation. Le temps pendant lequel la boucle électromagnétique détecte un signal : θ_i est lié à la vitesse V_i du véhicule i , à sa longueur L_i , ainsi qu'à la longueur de la boucle λ . Si on s'intéresse à N véhicules successifs, ayant traversé la boucle pendant une période Δt , on peut calculer la fraction du temps pendant laquelle cette boucle a été occupée par des véhicules.

Le taux d'occupation, noté TO , exprimé en pourcentage, est calculé comme suit :

$$TO(t \rightarrow t + \Delta t) = \frac{100}{\Delta t} \times \sum_{i=1}^N \theta_i$$

C'est un nombre égal à la fraction du temps pendant laquelle la boucle est occupée.

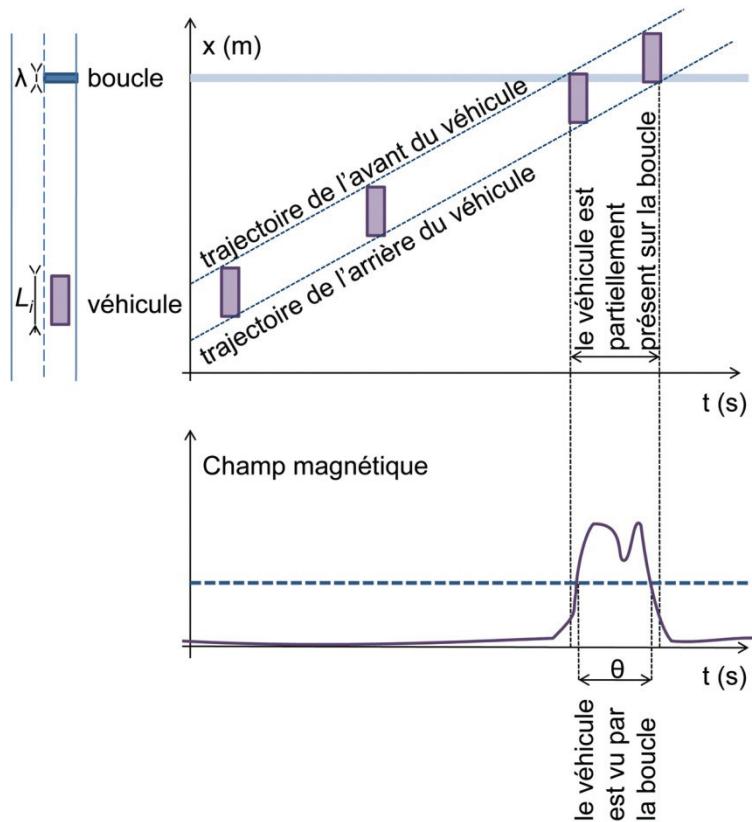


Figure 1-11 : principe de fonctionnement de la boucle électromagnétique simple.

On peut utiliser le taux d'occupation pour estimer la concentration. En effet, le temps de séjour θ_i sur la boucle d'un véhicule i donné est relié directement à la longueur et à la vitesse de ce véhicule ainsi qu'à la longueur de la boucle :

$$\theta_i = \frac{\lambda + L_i}{V_i}$$

En combinant les deux dernières équations :

$$TO(t \rightarrow t + \Delta t) = \frac{100}{\Delta t} \times \sum_{i=1}^N \theta_i = \frac{100}{\Delta t} \times \sum_{i=1}^N \frac{\lambda + L_i}{V_i}$$

On peut faire une hypothèse simplificatrice très rarement valide, à savoir que tous les véhicules aient la même longueur L . Si ceci est vrai, l'équation ci-dessus devient :

$$TO(t \rightarrow t + \Delta t) = \frac{100}{\Delta t} \times \sum_{i=1}^N \frac{\lambda + L_i}{V_i} = 100 \times (\lambda + L) \times \frac{1}{\Delta t} \sum_{i=1}^N \frac{1}{V_i}$$

Comme on peut démontrer par ailleurs que $K = \frac{1}{\Delta t} \sum_{i=1}^N \frac{1}{V_i}$, il vient :

$$TO(t \rightarrow t + \Delta t) = 100 \times (\lambda + L) \times K$$

Insistons ici sur le fait que les véhicules mesurés pendant une période Δt ont très rarement tous la même longueur et que l'hypothèse simplificatrice nécessaire pour relier simplement la concentration K au taux d'occupation TO est donc hasardeuse. Néanmoins, c'est généralement avec la formule ci-dessus que l'on estime la concentration, avec une erreur qui reste admissible si le pourcentage de poids lourds est faible.

La vitesse individuelle et la longueur des véhicules

Lorsqu'on dispose non pas d'une mais de deux boucles électromagnétiques placées à une distance faible l'une de l'autre, on peut mesurer la longueur et la vitesse individuelle de chaque véhicule, ainsi que l'illustre la figure ci-dessous.

Si τ est le temps séparant la détection d'un véhicule par la première boucle de la détection par la seconde et si on connaît d , la distance entre les deux boucles, alors la vitesse individuelle se calcule comme :

$$V = d/\tau$$

On peut alors calculer la longueur du véhicule à partir de λ , la longueur de la boucle. En effet, θ , le temps pendant lequel le véhicule occupe la boucle, est directement relié à la vitesse et à la longueur par :

$$\theta = (L + \lambda)/V$$

d'où :

$$L = \theta \times V - \lambda$$

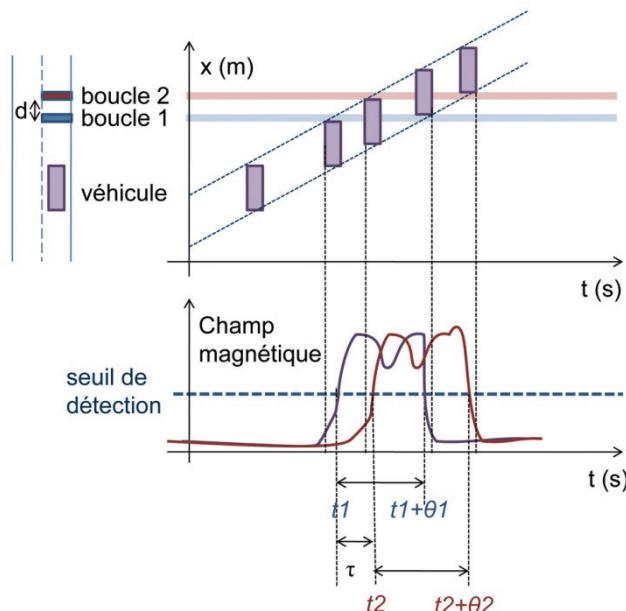


Figure 1-12 : principe de fonctionnement de la boucle électromagnétique double.

Si on s'intéresse maintenant non pas à compter les véhicules (dans le temps pour calculer un débit ou dans l'espace pour calculer une concentration) mais à faire des moyennes de leurs vitesses, le même phénomène que pour le débit et la concentration se retrouve. On peut en effet calculer la moyenne des vitesses :

- Soit en regardant les véhicules présents sur une certaine longueur de voie à un instant donné, dans ce cas on calculera une vitesse moyenne spatiale :

$$V_{\Delta x}(t) = \frac{1}{M} \times \sum_{j=1}^M V_j(t)$$

- Soit en considérant tous les véhicules qui passent en un point pendant une période donnée, dans ce cas on calculera une *vitesse moyenne temporelle* :

$$V_{\Delta t}(x) = \frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N V_i(x)$$

La figure suivante montre les vitesses individuelles qui interviennent dans les deux calculs de vitesses.

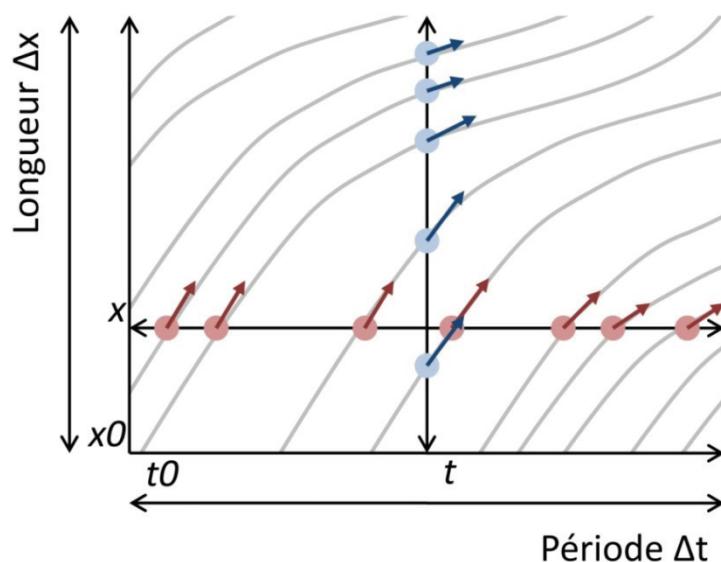


Figure 1-13 : illustration de la différence entre vitesse moyenne temporelle calculée sur la base de la vitesse individuelle des véhicules passant en un point pendant une période Δt (vitesses figurées en rouge) et vitesse moyenne spatiale calculée à partir des vitesses individuelles de tous les véhicules présents sur une longueur Δx (figurées en bleu).

Nous verrons ci-dessous que la vitesse moyenne temporelle est toujours supérieure à la vitesse moyenne spatiale.

1.4 Relation entre la vitesse du flot, la concentration et le débit

La mécanique des fluides nous enseigne que le débit est égal au produit de la concentration et de la vitesse du flot $Q = K \times U$. La vitesse du flot U est donc donnée par l'équation :

$$U = Q/K$$

Cette relation prendra toute son importance dans le chapitre suivant.

Encadré E définitions de la vitesse moyenne spatiale et de la vitesse moyenne temporelle

Nous avons vu ci-dessus les définitions de deux types de vitesses moyennes :

- *La vitesse moyenne spatiale :*

$$V_{\Delta x}(t) = \frac{1}{M} \times \sum_{j=1}^M V_j(t)$$

- *La vitesse moyenne temporelle :*

$$V_{\Delta t}(x) = \frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N V_i(x)$$

On divise l'ensemble d'un flot caractérisé par une concentration K et un débit Q en m classes de flots « iso-vélociques » (c'est-à-dire de même vitesse). On note q_j et k_j le débit et la concentration du sous-flot iso-vélocique j , qui s'écoule à la vitesse v_j . On a donc, pour chaque sous-flot, l'équation reliant le débit à la concentration et à la vitesse $q_j = k_j \times v_j$

Le débit total et la concentration peuvent donc s'écrire :

$$Q = \sum_{j=1}^m q_j \text{ et } K = \sum_{j=1}^m k_j$$

Si on note le nombre a_j de véhicules du flot iso-vélocique j présents dans une longueur de chaussée arbitraire Δx , on a : $a_j = k_j \Delta x$.

Or, la vitesse moyenne spatiale arithmétique s'écrit pour l'ensemble de ces flots iso-vélociques :

$$\bar{V}_s = \frac{1}{\sum_{j=1}^m a_j} \sum_{j=1}^m a_j v_j$$

Et donc on a :

$$\bar{V}_s = \frac{1}{K \cdot \Delta x} \sum_{j=1}^m (k_j \times \Delta x) v_j = \frac{1}{K} \sum_{j=1}^m k_j v_j = \frac{1}{K} \sum_{j=1}^m q_j = \frac{Q}{K} = U$$

Nous avons donc démontré que la vitesse moyenne spatiale est le rapport entre le débit et la concentration.

On peut également démontrer que la vitesse moyenne temporelle harmonique définie comme :

$$\overline{V}_{\Delta t}^{harmonique} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N 1/v_i$$

est égale à la vitesse du flot et donc à la vitesse moyenne spatiale arithmétique.

Encadré F illustration des différentes définitions de la vitesse sur un cas extrême

Pour illustrer ces différences entre moyennes temporelles et spatiales des vitesses, prenons le cas simplifié suivant :

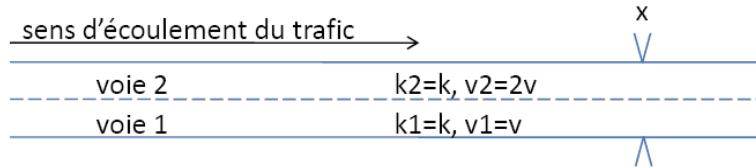


Figure 1-14 : schéma d'un cas simple de route à deux voies avec des vitesses différentes.

Si on calcule le débit passant en x , il est égal à la somme des deux débits passant en x sur les deux voies :

$$q_1 = k_1 \times v_1 = kv$$

$$q_2 = k_2 \times v_2 = k \times 2v = 2kv$$

Il vient donc : $Q = q_1 + q_2 = kv + 2kv = 3kv$

Comme $K = k_1 + k_2 = 2k$ et que $U = Q/K$, on a donc : $U = 3kv/2k$, donc $U = \frac{3}{2}v$

Si on calcule maintenant la moyenne des vitesses des $K\Delta x$ véhicules présents sur une zone de la voie de longueur Δx à un instant t , on a :

$$\overline{V_{\Delta x}} = \frac{1}{K\Delta x} \times \sum_{i=1}^{K\Delta x} v_i = \frac{k_1\Delta x \times v_1 + k_2\Delta x \times v_2}{\Delta x \times (k_1 + k_2)} = \frac{kv + k2v}{2k} = \frac{3}{2}v = U$$

Calculons maintenant la moyenne des vitesses des $Q\Delta t$ véhicules qui passent au point x pendant Δt :

$$\overline{V_{\Delta t}} = \frac{1}{Q\Delta t} \times \sum_{j=1}^{Q\Delta t} v_i = \frac{q_1\Delta t \times v_1 + q_2\Delta t \times v_2}{\Delta t \times (q_1 + q_2)} = \frac{kv \times v + k2v \times 2v}{3kv} = \frac{5}{3}v > U$$

On constate bien sur cet exemple que la vitesse moyenne spatiale qui est égale à la vitesse du flot est inférieure à la vitesse moyenne temporelle.

Encadré G illustration des différentes définitions de la vitesse sur un cas réel

Sur un cas moins caricatural et observé dans la réalité, on peut mesurer les vitesses individuelles en un point à partir des recueils des boucles électromagnétiques. On peut alors calculer les deux formes de vitesses moyennes temporelles : la vitesse moyenne arithmétique (en abscisse sur la figure ci-dessous) ou harmonique (en ordonnée).

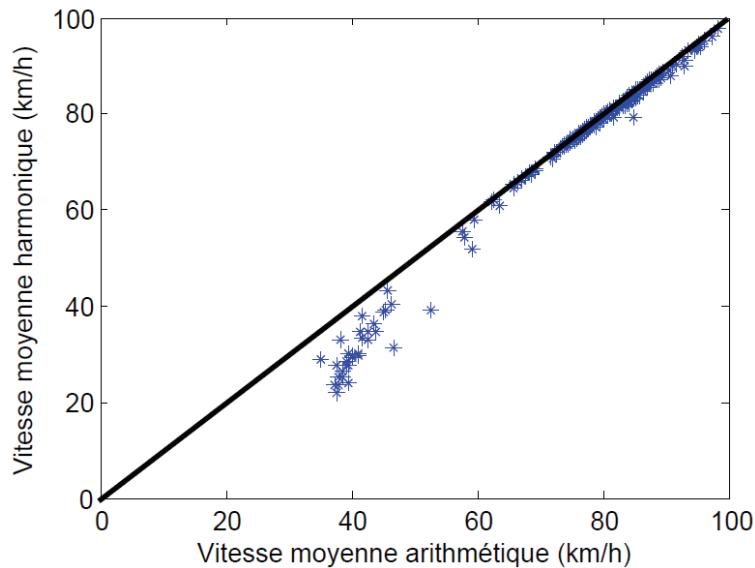


Figure 1-15 : vitesses moyennes temporelles arithmétique et harmonique de véhicules mesurés individuellement sur une autoroute de la périphérie lyonnaise et dont les moyennes sont calculées pendant des périodes d'une minute.

Globalement il faut retenir qu'il est important de calculer une vitesse moyenne harmonique des véhicules qui passent pendant une période en un point (par exemple un point où est placée une boucle), car sinon on commet deux erreurs :

- on surestime la vitesse (puisque la moyenne arithmétique des vitesses temporelle est supérieure à la vitesse du flot) ;
- on calcule une vitesse qui n'est pas comparable au rapport entre le débit et la concentration. Or, en raison des difficultés d'estimation des concentrations à partir des taux d'occupation, il est primordial d'avoir une estimation complémentaire de la concentration.

Encadré H représentation dans le plan (x, t) des variables macroscopiques du flux

Ci-dessus, nous avons représenté les trajectoires individuelles dans un plan (x, t). La figure suivante présente une variable globale dans ce même plan. Elle représente en effet l'évolution spatiale et temporelle de la vitesse moyenne du flot sur la voie rapide entre 13 h et 20 h sur une zone de 8 kilomètres de long d'une autoroute anglaise. Les vitesses sont mesurées toutes les minutes sur les 100 boucles de cette section exceptionnellement équipée.

L'analyse de cette figure est riche d'enseignements. On peut remarquer différentes configurations de trafic. Il est globalement fluide en début et en fin de cette période. La zone entre les kilomètres 13,5 et 14 est congestionnée de manière quasi permanente de 14 à 19 heures. Cette congestion est due à l'insertion de véhicules depuis la rampe d'entrée située en aval du kilomètre 14. En amont de cette zone, on remarque des « franges » de congestion fortes qui parcourent l'axe dans le sens opposé au trafic et constituent des sur-congestions au milieu d'un trafic déjà ralenti. Ces ondes ont une vitesse de 18 km/h environ. Globalement elles correspondent au phénomène dit d'accordéon : les usagers sont successivement très ralentis, puis à vitesse plus forte mais non maximale, puis très ralentis...

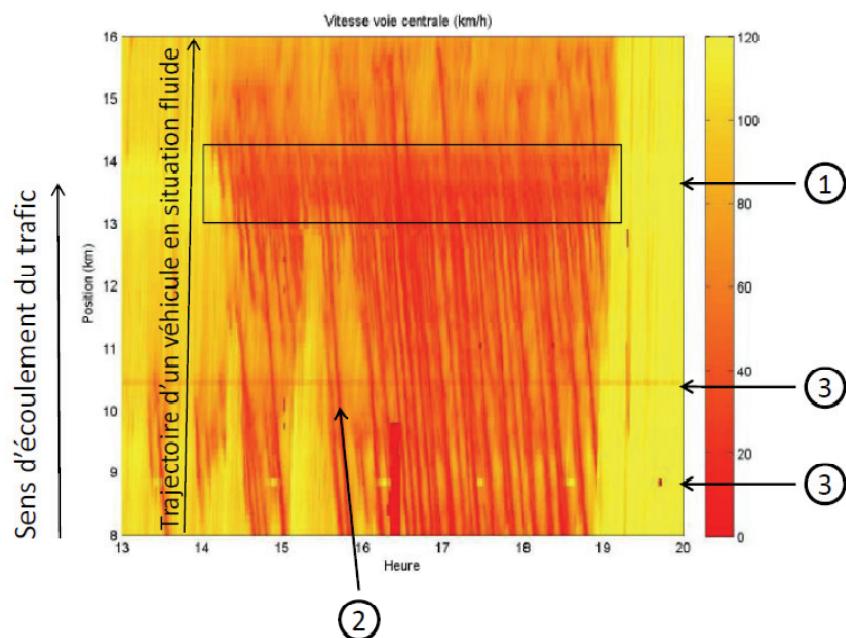


Figure 1-16 : évolution spatio-temporelle d'une congestion : vitesses moyennes harmoniques de la voie rapide mesurées chaque minute par 100 boucles environ sur une autoroute anglaise (M42) le vendredi 25 novembre 2005. La zone 1 correspond à la congestion fixe due à l'insertion en aval du kilomètre 14. La flèche 2 correspond à une sur-congestion qui traverse une zone légèrement congestionnée en allant dans le sens opposé au trafic. La vitesse avec laquelle cette sur-congestion remonte le trafic est d'environ 18 km/h. Les flèches 3 localisent des boucles ayant des défauts de recueil et communiquant une valeur anormale de la vitesse.

Il est à noter que même si le nombre de boucles est faible, cette représentation permet aisément de comparer deux jours entre eux, comme l'illustre la figure suivante.

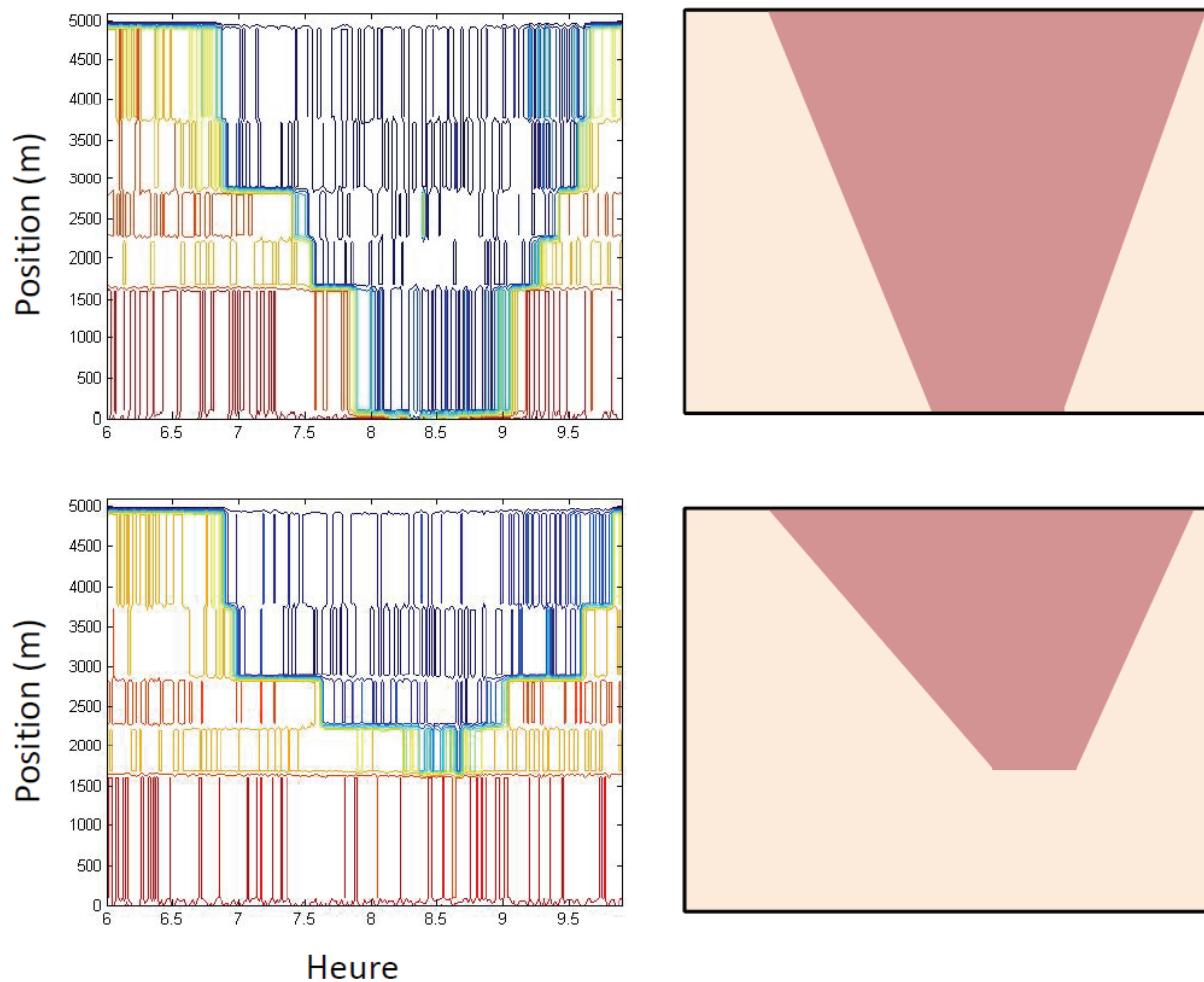


Figure 1-17 : comparaison de l'évolution spatio-temporelle de la congestion observée sur deux jours au même endroit : à gauche : vitesses moyennes harmoniques calculées pendant des périodes d'1 minute sur les 6 boucles comprises entre l'échangeur de Dardilly et l'entrée nord du tunnel de Fourvière, sur l'autoroute A6 au nord de Lyon (section de 5 000 mètres). En haut à gauche : le jeudi 19 mars 2009, en bas à gauche, le mardi 31 mars 2009. À droite, pour les mêmes jours, on a représenté grossièrement les zones congestionnées. La congestion, bien que commençant et finissant approximativement à la même heure les deux jours, a une extension spatiale beaucoup plus grande ce jeudi que le mardi suivant.

2. Analyse du diagramme fondamental

Nous avons vu plus haut les définitions d'un certain nombre de grandeurs relatives au trafic :

- le débit Q (nombre de véhicules passant pendant une période de temps donnée en un point) ;
- la concentration K (nombre de véhicules présents à un instant sur une longueur de route donnée). Comme on l'a vu plus haut, on peut relier la concentration au taux d'occupation TO par la relation :

$$TO(t \rightarrow t + \Delta t) = 100 \times (\lambda + L) \times K$$

Rappelons que cette formule n'est rigoureusement vraie que si les longueurs des véhicules sont identiques entre elles et égales à L et que la boucle mesure λ mètres ;

- la vitesse du flot U (vitesse moyenne des véhicules présents à un instant sur une longueur de route donnée).

Ces différentes variables peuvent être mesurées par exemple à l'aide de boucles électromagnétiques.

Nous avons également vu que ces trois variables sont reliées par la relation

$$Q = K \times U$$

Ce chapitre a pour objectif d'illustrer ces grandes notions en présentant les liens qui existent entre elles.

2.1 Les deux zones du diagramme fondamental

Si on cherche à lier le débit à la concentration, on constate qu'il existe deux régimes différents :

- lorsque la concentration est faible, on peut supposer que le débit qui passe en un point va croître de manière presque linéaire. Si les véhicules ne sont pas contraints, alors plus ils sont nombreux dans une zone de longueur constante située en amont d'un point donné (concentration), plus ils seront nombreux à passer dans les minutes suivantes en ce point (débit). Ceci est vrai jusqu'à ce que le débit atteigne la capacité de la voie. À ce moment-là, en effet, il y a une contrainte qui s'oppose à l'écoulement libre des véhicules ;
- au-delà d'un certain point (que l'on appelle le point critique) la congestion apparaît ; les contraintes subies par le trafic et qui se reflètent par une limitation du débit (parce qu'il y a une limitation de la capacité de la voie en aval, par exemple) induisent une augmentation de la concentration. Donc, au-delà du point critique, plus le débit passant en un point diminue, plus la concentration augmente.

Ces deux régimes se traduisent par les deux zones de la figure suivante. La zone de gauche est la zone de trafic fluide, la zone de droite, la zone de congestion.

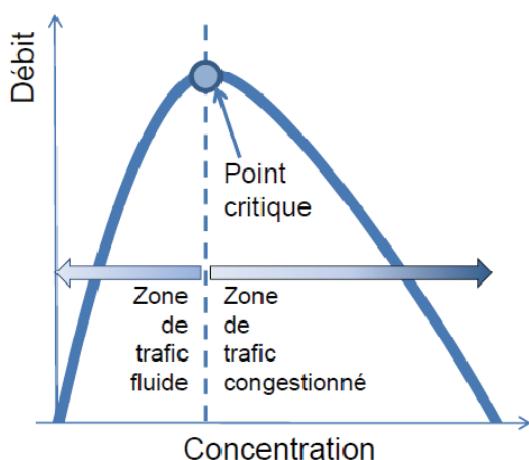


Figure 2-1 : les deux zones de comportement du trafic routier. Il est à noter que la forme générale de la courbe d'évolution du débit en fonction de la concentration n'est qu'une forme parmi d'autres possibles.

Il faut remarquer au passage que les courbes dessinées sur cette figure sont des simplifications ; nous verrons dans la suite de ce chapitre que les données expérimentales présentent des formes beaucoup moins simples et plus assimilables à des nuages plus ou moins larges qu'à des courbes. De plus, il faut mentionner ici qu'il existe des débats longs et âpres entre théoriciens sur la régression la mieux à même d'ajuster les nuages de points observés. On verra dans un encadré ci-dessous comment une méthode de régression peut être utilisée pour ajuster ces points.

2.2 Les trois représentations du diagramme fondamental

Nous avons rappelé que le débit et la concentration sont reliés, en chaque point du réseau et en chaque instant, par la vitesse du flot. On peut donc représenter la relation fondamentale de la figure précédente de trois manières différentes :

$$Q = F_1(K)$$

$$V = F_2(Q)$$

$$V = F_3(K)$$

Ce sont ces trois manières différentes d'exprimer la même chose qui sont présentées sur la figure suivante. Si on considère une autoroute à trois voies, le débit maximal ou la capacité sera typiquement de 6 000 à 7 000 véh/h.

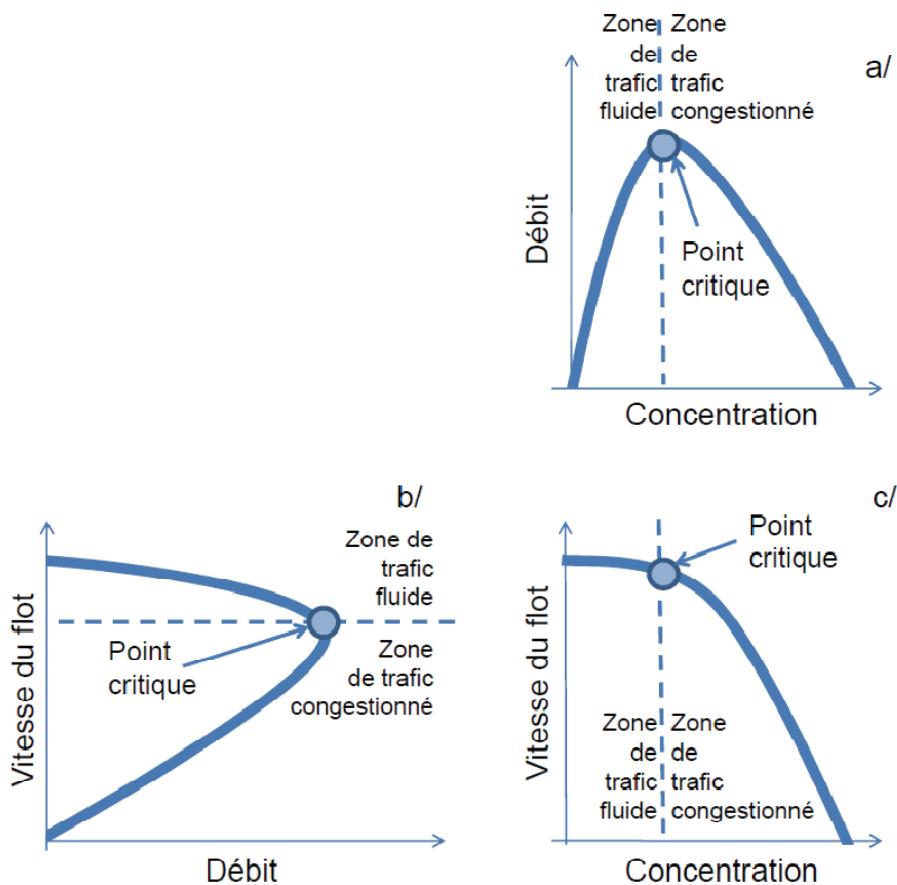


Figure 2-2 : les trois représentations du diagramme fondamental :

a/ débit (véh/h) en fonction de la concentration (véh/km) ;

b/ vitesse (km/h) en fonction du débit ;

c/ vitesse en fonction de la concentration.

Les formes choisies sont celles qui correspondent à la forme retenue pour établir la figure précédente.

2.3 Passage de taux d'occupation à concentration

Nous avons rappelé ci-dessus l'équation qui permet de passer du taux d'occupation à la concentration. Nous avons insisté sur le fait que cette équation n'est valable que si les longueurs de véhicules sont uniformes et constantes. Ceci n'est quasiment jamais le cas (les flots sont composés pour partie de véhicules légers et de véhicules lourds et la proportion varie au cours du temps).

La figure suivante illustre l'influence de la longueur des véhicules sur le calcul de la concentration, simplement en associant le rapport du débit et de la vitesse du flot au TO mesuré. Cette figure est obtenue avec des données de trois voies différentes d'une autoroute au nord de Marseille, où un trafic de poids lourds important est constaté, occupant principalement la voie de droite. La période d'agrégation est d'une minute.

On constate que le fonctionnement de la voie de droite est très différent de ce que l'on observe pour les deux autres voies.

Figure 2-3 : relation entre le taux d'occupation et la concentration (estimée par le rapport entre débit et vitesse de flot). On constate que le coefficient de proportionnalité est très dépendant de la voie.

On constate pour la voie de droite en particulier, où les longueurs varient beaucoup, qu'il n'existe aucune relation linéaire. Une formule plus exacte que la précédente (dans laquelle l'hypothèse de longueurs homogènes et constantes n'est plus nécessaire) peut être trouvée. Cette formule fait appel à la covariance de la longueur et est assez difficile à utiliser en pratique.

En conclusion sur cette partie, nous insisterons sur le fait que le calcul de la concentration doit être fait, autant que possible par le rapport entre le débit et la vitesse du flot et non à partir du taux d'occupation. Il est donc crucial que la vitesse soit mesurée correctement, c'est-à-dire, si on utilise des boucles, comme la moyenne harmonique des véhicules passant en un point pendant une période.

Encadré I impact de la période d'agrégation sur la forme du diagramme fondamental

La figure suivante présente les diagrammes fondamentaux issus de données collectées par la boucle située à 140 m en amont de l'entrée du tunnel de Fourvière, sur l'autoroute A6 au nord de Lyon. Dans cette zone de l'autoroute, la vitesse réglementaire est de 70 km/h. Cette boucle électromagnétique est située à proximité d'un dispositif de contrôle-sanction automatisé de la vitesse.

Deux des représentations possibles ($Débit = F(TO)$ et $Vitesse = G(Débit)$) sont présentées avec trois périodes d'agrégation des données, 1 minute, 6 minutes et 1 heure.

On constate sur cette figure que plus la période d'agrégation est grande, plus la dispersion des points mesurés est faible. La vitesse moyenne en fluide (c'est-à-dire la vitesse observée lorsque les débits sont faibles) est voisine de 60 km/h quelle que soit la période d'agrégation. On constate également que la période d'agrégation a une influence non négligeable sur le débit maximal observé.

Figure 2-4 : diagrammes fondamentaux issus de la boucle de Fourvière, au nord de Lyon.

À gauche (a/, c/, et e/) : débits en fonction du taux d'occupation.

À droite (b/, d/, f/) : vitesses (moyennes harmoniques) en fonction des débits.

Les périodes d'agrégation sont d'une minute pour les figures a/ et b/, de six minutes pour les figures c/ et d/ et d'une heure pour les figures e/ et f/. Les données ont été collectées du 16 au 20 mars 2009 sur les deux voies (on a tiré aléatoirement le même nombre de valeurs pour les six graphiques).

Le débit maximal observé est naturellement dépendant de la période d'agrégation. Si cette période est d'une minute il est de 4 100 véh/h, de six minutes de 3 800 véh/h et d'une heure de 3 600 véh/h. Aucun de ces débits maximaux ne correspond en réalité à la capacité de l'infrastructure, qui doit être déterminée par ailleurs.

Encadré J comment déterminer la capacité d'une infrastructure ?

Pour déterminer la capacité d'une infrastructure, deux grandes méthodes existent.

La première méthode est basée sur l'observation des débits maximaux observés juste avant le régime congestionné. Dans l'écrasante majorité des cas, lorsqu'une congestion est installée au niveau d'une boucle, la tête de bouchon est située en aval de la boucle et non sur la boucle elle-même. Le débit que l'on observe sur cette boucle en période de congestion correspond donc à la capacité en aval (celle, donc, de la tête de bouchon) et en aucune manière à la capacité au point où est placée la boucle. Pour observer une valeur qui puisse être considérée comme proche de la capacité, il faudra donc se placer dans la période qui précède immédiatement la congestion et mesurer le débit. Cette valeur, si elle est élevée, peut être la capacité au point où est située la boucle. Cependant, on n'aura aucune assurance que c'est le cas.

La figure suivante illustre la période qui précède l'apparition de la congestion.

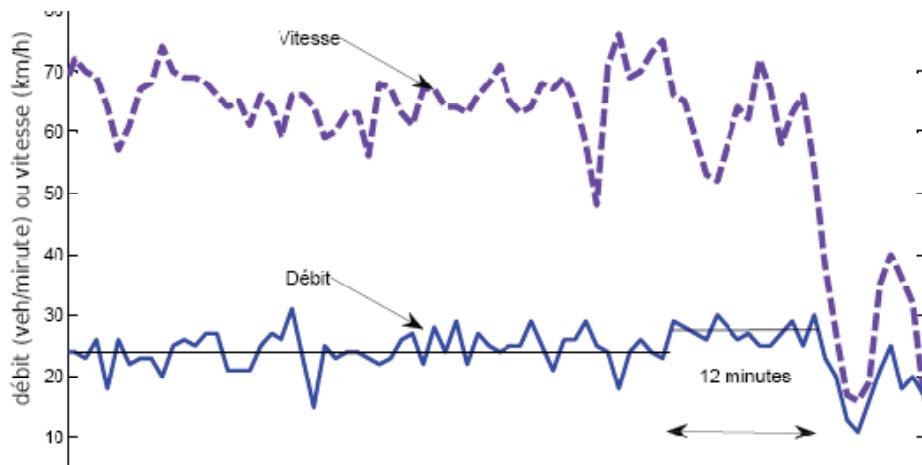


Figure 2-5 : évolution du débit et de la vitesse du flot calculés sur une minute dans la période qui précède immédiatement l'apparition de la congestion le 22 septembre 2006 sur la voie extérieure de l'autoroute M42. On constate que le débit moyen dans les 12 minutes qui précèdent la congestion est de 1 680 véh/h (avec une valeur moyenne de 28 véhicules par minute). Il est difficile de distinguer si ce débit correspond au débit maximum que peut écouler la voie en ce point (c'est-à-dire la capacité) ou au maximum de la demande.

La seconde méthode est basée sur l'ajustement d'une fonction par une régression (par exemple par la méthode des moindres carrés). Les deux parties de la figure suivante illustrent cette méthode sur des données collectées dans les deux sens de l'autoroute A41 (à l'est de Grenoble) au printemps 2009. La fonction utilisée pour la régression est une exponentielle :

$$V = F(Q) = a \times e^{-b \times K^{\alpha}}$$

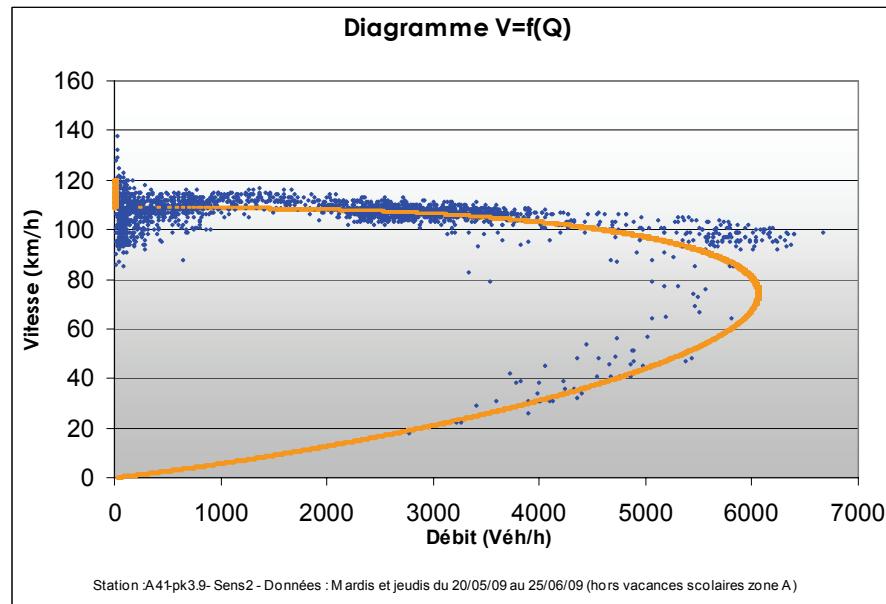
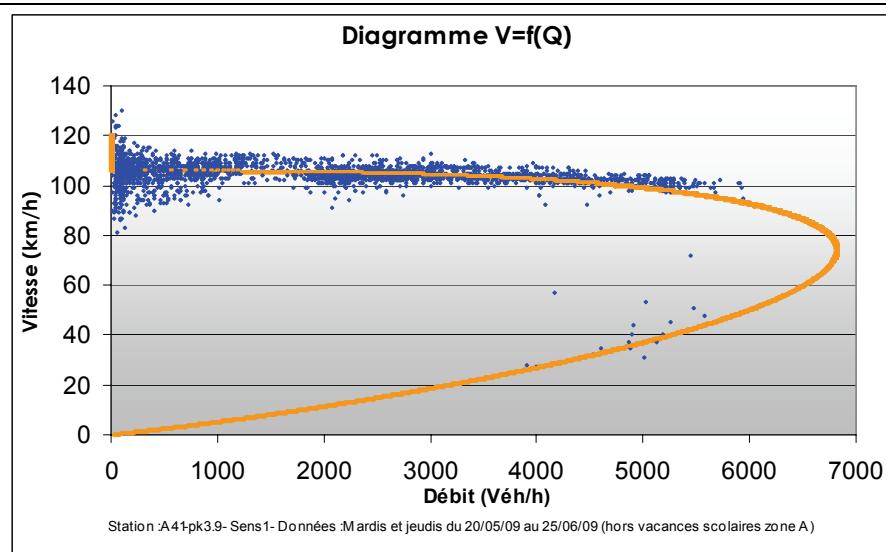


Figure 2-6 : ajustement par une formule exponentielle (en jaune) des couples vitesse moyenne/débit mesurés pendant des périodes de 6 minutes (points bleus) par des boucles situées sur A41, à l'est de Grenoble, au point kilométrique 3.9 les mardis et les jeudis entre le 20 mai et le 25 juin 2009. La figure du haut correspond au sens sortant de l'agglomération, la figure du bas au sens entrant.

La figure ci-dessus, dans sa partie haute, nous permet de constater que les valeurs maximales observées sur cette autoroute à trois voies sont toujours inférieures à 6 000 véh/h. Dans la partie basse, au contraire, on observe des débits maximaux de 6 800 véh/h. Le principe de la régression par une exponentielle est de dire que puisque la courbe relie les points observés en congestion avec les points observés en régime fluide, elle permet de connaître la capacité.

Dans les deux exemples ci-dessus, nous devons constater que cela n'est pas le cas :

- dans la figure du haut il y a trop peu de points en congestion (il s'agit du sens sortant) et l'ajustement est principalement basé sur les mesures en fluide. La valeur de la capacité annoncée est très élevée ;
- dans la figure du bas, les valeurs maximales de débit observées sont supérieures de plus de 10 % (6 800 véh/h) à la capacité estimée par l'ajustement de la courbe exponentielle (6 000 véh/h). Ceci est probablement explicable par le fait que les débits observés correspondant à une vitesse de 80 km/h reflètent, comme nous l'avons vu ci-dessus, la capacité de la voie en aval, au niveau de la tête de bouchon.

Pour résumer on peut dire qu'il est très difficile de déterminer la capacité d'une infrastructure en un point X quelconque. Des valeurs standards (par exemple 2 000 véh/h) pour chacune des voies d'une autoroute urbaine de province) peuvent fournir des résultats dont la qualité n'est pas très inférieure à celle des deux autres méthodes trouvées dans la littérature. Rappelons que ces deux méthodes consistent à :

- estimer la capacité en analysant le débit pendant les quelques minutes qui précèdent la congestion. La limite de cette méthode est qu'on peut difficilement être certain que cette période correspond à un fonctionnement à capacité ;
- ajuster des courbes, par exemple exponentielles, sur les points mesurés pendant des périodes de six minutes. La difficulté est que ces points (surtout en congestion) sont souvent peu nombreux et que leurs valeurs sont définies par la capacité de la tête du bouchon en aval et donc ne sont pas relatives à ce point X .

Il est par contre généralement très possible de déterminer la capacité d'écoulement d'un point critique de l'infrastructure constituant une tête de bouchon. C'est d'ailleurs très souvent la seule valeur opérationnellement utile.

3. La congestion : définitions et calculs simples

3.1 Définitions de base et exemples

La congestion du trafic est une notion intuitivement simple mais dont l'analyse rigoureuse s'avère en fait assez complexe. Une multitude de définitions coexistent à travers la littérature technique et il est bien rare qu'elles soient équivalentes. Il est donc utile de repréciser les bases théoriques de la congestion, de mettre en perspective les différentes définitions existantes, les conséquences qu'elles entraînent et les calculs qu'il est possible de faire. Un lien entre définition, caractérisation et mesure de la congestion sera également étudié.

3.1.1 Définition locale de la congestion

Sur une section de voie, comme nous l'avons vu au chapitre précédent, la considération du diagramme fondamental donne une définition simple de la congestion : le trafic est dit congestionné s'il évolue dans la partie droite du diagramme, c'est-à-dire si la concentration est supérieure à la concentration critique (concentration correspondant au débit maximum). La figure ci-dessous présente le cas où la relation fondamentale est ajustée par un triangle.

Les auteurs ont envisagé des formes triangulaires, paraboliques, exponentielles... Jusqu'au chapitre 7 nous utiliserons une forme triangulaire, qui permet par sa simplicité des calculs plus faciles. Des arguments détaillés et plus théoriques pour l'utilisation du diagramme triangulaire sont donnés au paragraphe 7.3.2 page 83.

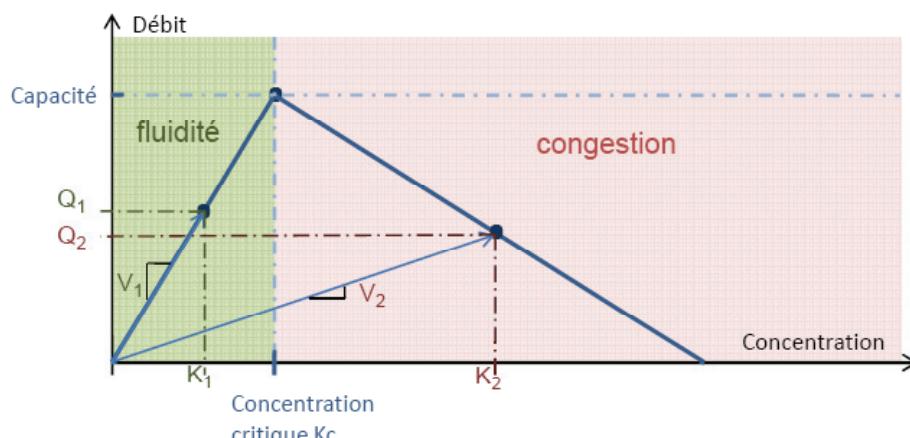


Figure 3-1 : un exemple de relation fondamentale triangulaire entre le débit et la concentration. À cause de la relation $Q = K \times U$, la vitesse du flot est égale à la pente de la droite de chaque point. On a illustré les états de fluidité et de congestion avec les deux états respectivement 1 et 2.

Cette définition rejoint celle des économistes, selon lesquels un système est congestionné lorsque l'introduction d'un usager supplémentaire dégrade le niveau de service pour les autres. La partie fluide du diagramme correspond ici à une vitesse constante, donc à un niveau de service constant, alors qu'une augmentation de concentration dans la partie congestionnée du diagramme se traduit par une diminution de vitesse, donc du niveau de service. Remarquons au passage que si même en fluide la vitesse décroît lorsque la concentration augmente (forme non linéaire dans la partie fluide) alors il y a congestion au sens des économistes dès qu'il y a plus d'un usager sur un tronçon.

On peut noter que fluidité et congestion s'opposent toujours par l'allure du diagramme fondamental dans ces deux zones : en fluidité, une augmentation de concentration correspond à un accroissement de débit, en congestion, elle correspond à une diminution du débit. Ce point sera analysé en détail plus loin.

Pour expliciter la notion de congestion et ses propriétés, il est nécessaire de définir deux autres notions, celles d'offre et de demande en trafic.

3.1.2 Offre, demande et congestion

Le flux de trafic qui s'écoule à un instant donné sur une voie est toujours la résultante d'une interaction entre deux éléments :

- **une demande de trafic**, qui représente le trafic qui cherche à s'écouler et qui s'écoulerait s'il n'était pas contraint. Cette notion est différente selon l'échelle à laquelle on se place : à l'échelle d'un réseau, c'est la demande globale de déplacement qui souhaite utiliser le réseau, à l'échelle locale d'un point précis sur une voie, ce sont les véhicules présents et qui cherchent à s'écouler. Par exemple, la demande dans une file d'attente arrêtée à un feu rouge est égale au débit maximum de la ligne de feu, c'est-à-dire au débit qui s'écoulerait si le feu passait au vert ;
- **une offre de trafic**, correspondant aux possibilités d'écoulement de l'infrastructure ; là encore, cette notion est dépendante de l'échelle : l'offre d'un réseau représente les flux qu'il est globalement capable d'écouler, l'offre locale en un point représente le flux qui pourrait s'écouler en ce point. C'est ainsi que l'offre au sein d'une file d'attente arrêtée à un feu est nulle, chaque véhicule étant empêché d'avancer par celui qui le précède, le premier de la file étant lui-même arrêté par le feu rouge. Au sein d'une file d'attente en mouvement, l'offre est égale au débit au niveau de la tête de bouchon. En effet, chaque véhicule constitue une gêne pour celui qui le suit et globalement l'offre en tout point est celle du point le plus contraint en aval.

On peut ainsi, à partir du diagramme fondamental qui relie le débit à la concentration, construire une courbe demande/concentration et une courbe offre/concentration. Le débit qu'on peut considérer comme la *demande satisfaite* est ainsi égal au minimum de l'offre et de la demande.

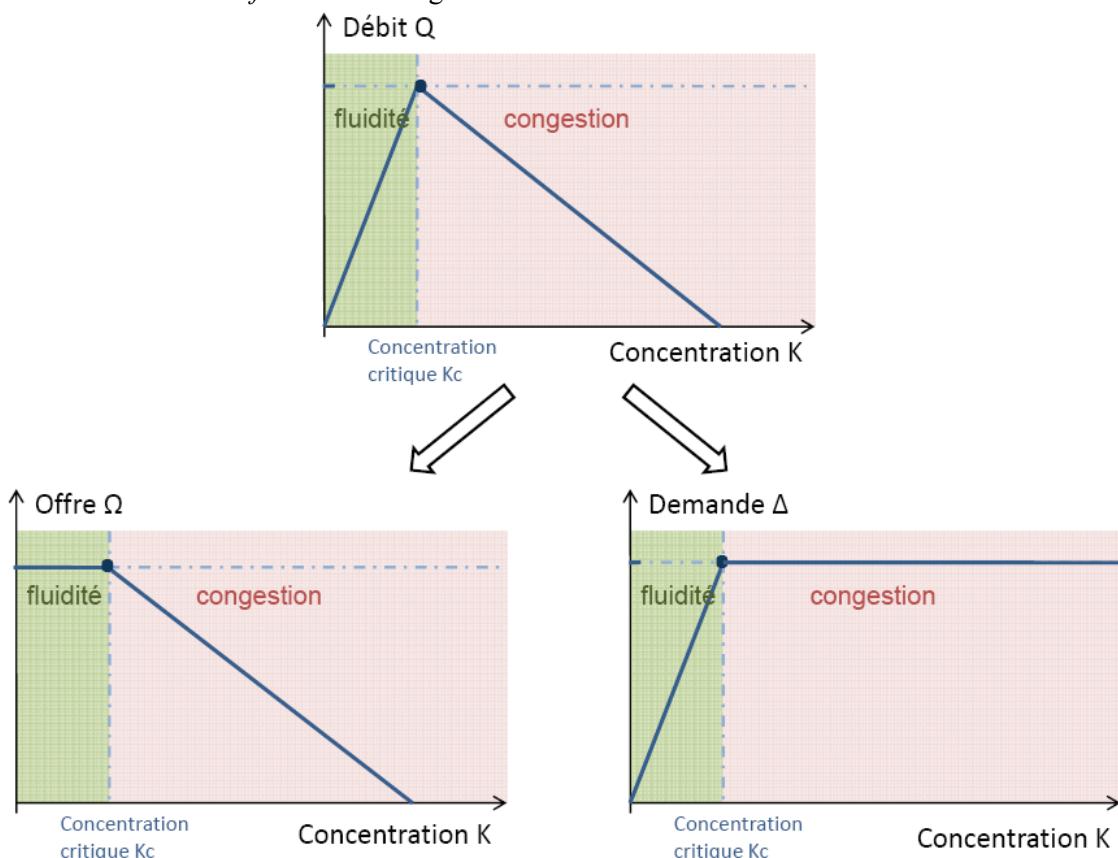


Figure 3-2 : de la relation fondamentale triangulaire à la définition de l'offre (à gauche) et de la demande (à droite).

Ceci permet de mieux comprendre la congestion. En situation fluide, tout le flux qui se présente peut s'écouler et le débit est égal à la demande. En congestion au contraire, c'est bien l'offre qui conditionne le débit. Une situation de congestion correspond ainsi à une situation où la demande est supé-

rieure à l'offre. En fin de congestion (après un incident ou au début de la période où le feu est vert), la congestion se maintiendra tant que la nouvelle offre (supérieure à celle que la route avait pendant l'incident ou pendant la période de rouge) n'a pas duré assez longtemps pour permettre l'évacuation totale de la file d'attente.

On peut aussi noter que l'interaction demande/offre est l'interaction entre une sollicitation amont (la demande) et une contrainte aval (l'offre).

La vision purement locale de la congestion qui est donnée ici ne peut pas être utilisée de la même façon pour caractériser plus globalement une congestion sur route, c'est-à-dire pour un trafic continu, et une congestion en ville, c'est-à-dire pour un trafic interrompu par des intersections avec ou sans feu. Nous allons maintenant nous intéresser successivement à la congestion sur route en milieu urbain avant de revenir sur les différents sens et synonymes de ce mot et de proposer des méthodes simples de calculs pour caractériser la congestion.

3.2 La congestion sur route

L'apparition d'une congestion implique nécessairement l'existence d'un lieu de contrainte, c'est-à-dire d'un point où, au moins temporairement, la demande devient supérieure à l'offre (pointe de trafic), ou l'offre devient inférieure à la demande (incident). Un premier exemple permet d'illustrer le cas où la demande devient temporairement supérieure à l'offre constante.

Supposons une route de capacité Cap_1 , dont une section possède une capacité inférieure Cap_2 , selon les deux diagrammes fondamentaux $D1$ et $d2$ (on suppose que la vitesse maximale est identique sur les deux sections).

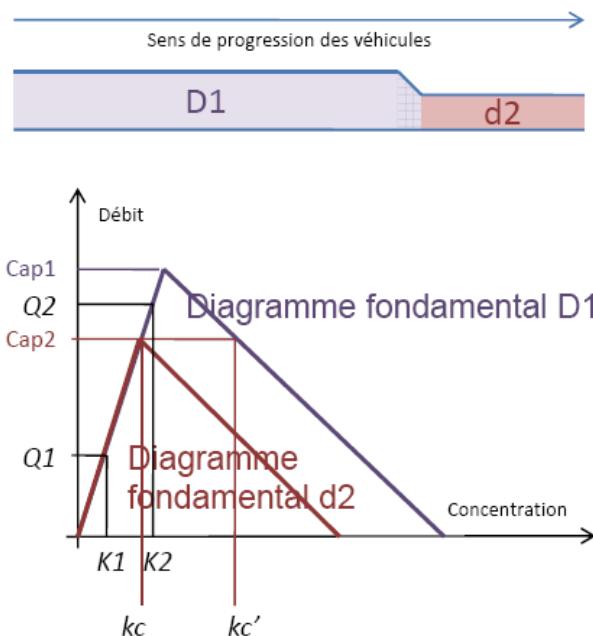


Figure 3-3 : le profil en long et les deux relations fondamentales triangulaires correspondant à une route rétrécie.

Examinons trois états différents :

- lorsque la voie est vide, l'offre est partout égale à la capacité : $Cap1$ dans la partie large, $Cap2$ dans la section étroite. Le débit est égal au minimum de la demande et de l'offre, or, la demande est nulle, le débit est donc nul ;
- lorsque l'on applique à l'entrée de cette voie une demande $Q1$ inférieure à $Cap2$, il s'établit alors, de l'amont vers l'aval, un flux dont le débit est uniformément égal à $Q1$. La concentration est également uniforme, égale à $K1$, ceci étant dû à l'égalité des vitesses maximales ;
- on suppose maintenant que la demande en entrée devient égale à une valeur $Q2$ supérieure à $Cap2$ (la capacité de la seconde section de la voie). Notons au passage que $Q2$ est inférieur à $Cap1$ car dans le cas contraire cette demande ne pourrait pas pénétrer sur la voie. Dans un premier temps cette demande va donner lieu, sur la première section de la voie, à un flux dont le débit est $Q2$ et qui va se propager vers l'aval. Arrivée au point de rétrécissement, cette demande rencontre une offre qui est limitée à $Cap2$. Le débit qui en résulte, égal au minimum de l'offre et de la demande, est donc lui aussi égal à $Cap2$. La demande étant supérieure à l'offre, il se crée une zone de congestion (un bouchon, en grisé sur la figure ci-dessous) qui s'étend vers l'amont. Au sein du bouchon, l'offre est égale à $Cap2$, capacité d'écoulement du bouchon. On a ainsi une propagation vers l'amont de la valeur de l'offre. Dans la zone congestionnée, la demande est quant à elle égale à la capacité $Cap1$. En effet, si la contrainte liée au rétrécissement disparaissait soudainement, c'est bien ce débit qui s'établirait. Le débit est égal au minimum des deux, c'est-à-dire à l'offre $Cap2$. La concentration est la concentration d'équilibre correspondant à ce débit sur la partie congestionnée du diagramme fondamental ($K'2$).

On peut noter que le bouchon qui se forme au rétrécissement correspond à des véhicules en mouvement, leur vitesse étant donnée par $V'2 = \frac{Cap2}{Kc'}$ en vertu de l'équation $Q = K \times V$. Ceci implique que d'un moment à l'autre, la file d'attente subsiste mais n'est pas composée des mêmes véhicules. Ce point sera important lors du calcul des indicateurs de congestion.

Si dans un deuxième temps la demande en amont redescend au niveau $Q1$, la file d'attente va diminuer par l'arrière jusqu'à sa disparition et au retour des conditions fluides sur l'ensemble du réseau.

Cet exemple sera repris plus loin (chapitre 7) et nous montrerons que l'on peut calculer les vitesses des frontières séparant les régimes fluides et congestionnés. La figure ci-dessous illustre ces trois configurations.

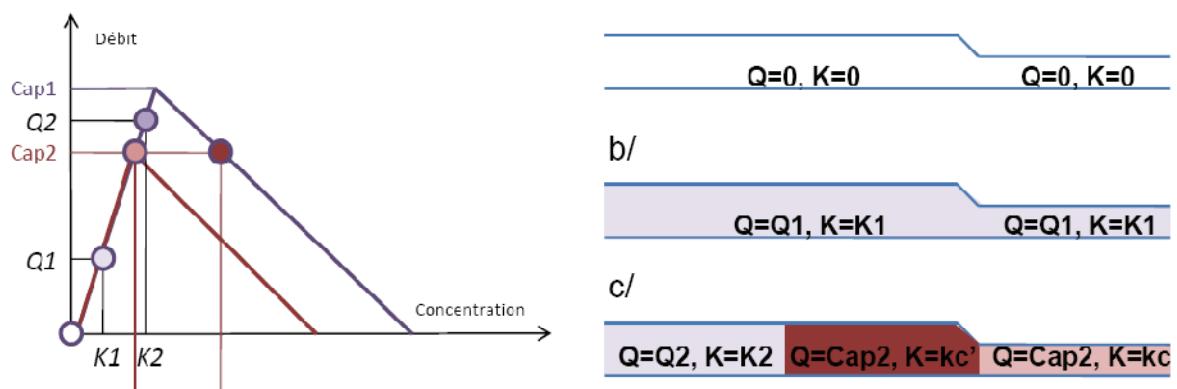


Figure 3-4 : états de concentration et de débit des deux zones de la route avec rétrécissement correspondants aux trois situations décrites ci-dessus :

a/ régime où la demande est partout nulle ;

b/ demande $Q1$ inférieure à $Cap2$ (la capacité du rétrécissement) : pas de congestion ;

c/ régime où la demande est supérieure à $Cap2$ et où une congestion se forme.

Encadré K analyse de la congestion causée par un incident

La figure suivante représente une voie de largeur constante et de capacité C , sur laquelle survient un incident en amont de B . Sur cette voie est appliquée une demande constante $Q < C$, ce qui correspond à une concentration uniforme égale à K . Naturellement, la présence de l'incident réduit la capacité à une valeur CI . Étudions le cas où $CI < Q$.

Un bouchon naît à l'amont immédiat de l'incident et se propage vers l'amont, tandis que le flux au droit de l'incident et en aval de celui-ci diminue pour atteindre la valeur CI .

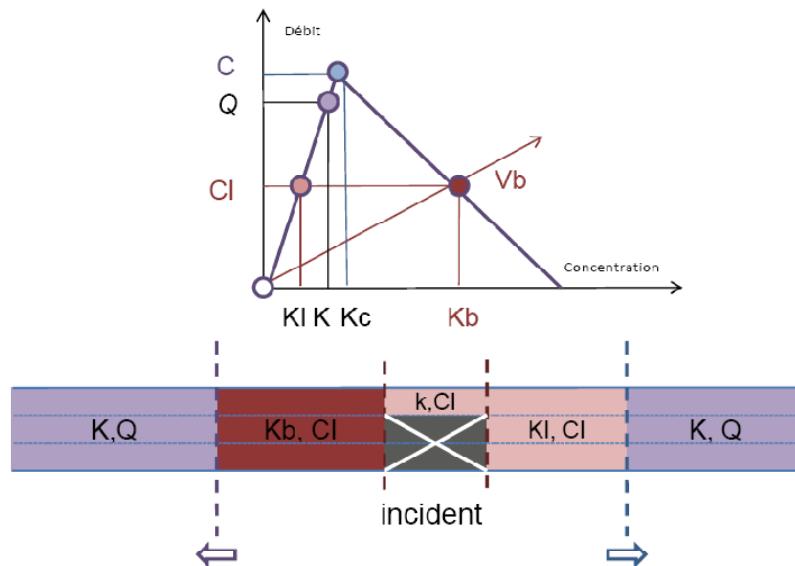


Figure 3-5 : situations de débit et de concentration des différentes zones d'une route en présence d'un incident. En haut : diagramme fondamental correspondant aux situations sans incident (capacité C) et avec (capacité CI). En bas : les différentes zones de concentration et de débit lorsque survient l'incident. De gauche à droite (dans le sens du trafic) : une zone de concentration et débit identiques à la situation précédente, une zone de congestion, la zone au droit de l'incident et en aval où le trafic est fluide et le débit est limité à la capacité de l'incident CI , enfin, la zone de concentration inchangée.

On peut noter que des valeurs identiques de débit et concentration dans les zones étroites (au droit de l'incident) et larges correspondent à des situations différentes : la partie étroite fonctionne à capacité sur une voie avec la concentration k , alors que la partie large est très fluide avec une concentration KI qui correspond à un tiers de k .

Lorsque l'incident disparaît, l'offre devient égale à la capacité C , et la demande est maximale : la file d'attente se dissipe par l'aval. Cet exemple sera repris et détaillé dans le chapitre 7, où nous verrons comment calculer les vitesses des différentes frontières entre les régimes.

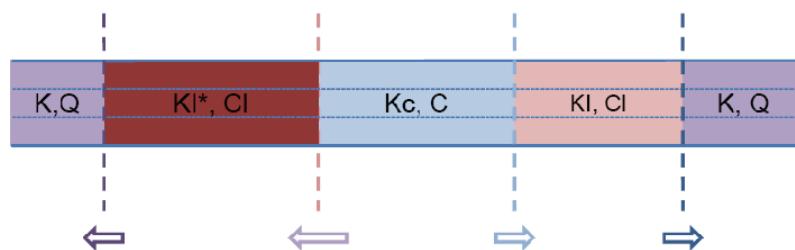


Figure 3-6 : situations de débit et de concentration des différentes zones d'une route lorsqu'un incident disparaît. Les longueurs des flèches correspondent aux vitesses de déplacement des frontières entre les zones.

3.3 La congestion en ville : carrefours et congestion

La définition locale de la congestion telle qu'elle a été donnée plus haut est bien entendu valide sur un réseau de carrefours mais elle n'a guère de signification opérationnelle. En amont immédiat d'un carrefour à feux par exemple, on observe des alternances rapides de congestion/fluidité selon la couleur du feu, qui ne donnent aucune indication sur le caractère plus ou moins critique des conditions d'écoulement du trafic. C'est en fait la notion d'offre qui perd ici son sens lorsque l'échelle de temps est trop fine : l'offre traduit alors simplement la couleur du feu. Le choix d'une échelle temporelle pertinente redonne leur sens aux différentes notions de ce chapitre. Si l'on intègre en effet l'influence des feux en calculant offre et demande à l'échelle par exemple d'un cycle de feux, on peut conserver la définition de la congestion déjà vue.

Une entrée de carrefour est ainsi considérée comme congestionnée si la demande est supérieure à l'offre.

3.3.1 Cas du carrefour à feux fixes

Sur un carrefour à feux fonctionnant en cycle fixe, on voit que l'offre définie ainsi dépend non seulement de la capacité instantanée lorsque le feu est vert (ou débit de saturation S), mais aussi de la proportion du temps λ où le feu est vert :

$$\text{Offre} = \lambda S = \frac{\text{DuréeVert}}{\text{DuréeCycle}} \times S$$

Pour une demande Δ on voit que le taux de saturation $x = \frac{\Delta}{\lambda S}$ peut donner une définition du niveau de congestion du carrefour, celui-ci étant défini comme congestionné si $x > 1$.

3.3.2 Cas du carrefour à feux adaptatifs

Sur un carrefour adaptatif, où la durée du vert dépend du trafic, la question est beaucoup plus délicate et il n'est guère possible de définir précisément le caractère congestionné ou non d'une entrée de carrefour. Si le carrefour possède un phasage et une longueur de cycle fixes (il s'adapte à la demande par une modification de la répartition des verts), on peut calculer un taux de congestion global de la façon suivante :

- pour chaque phase φ_i , on détermine parmi les lignes de feu au vert celle dont la charge ou taux de saturation $x = \Delta/\lambda S$ est maximale. Ceci donne la charge X_i de la phase ;
- la charge du carrefour est alors donnée par : $X = \sum_i X_i$ et la congestion du carrefour se définit en comparant la charge du carrefour avec la fraction de cycle utile :

$$f = \frac{C - T}{C}$$

où T est la somme des temps perdus par cycle, c'est-à-dire la somme des durées pendant lesquelles aucun des feux n'est vert et C est la durée du cycle ;

- il y a congestion si la charge du carrefour est supérieure à la fraction de cycle utile :

$$f = \frac{C - T}{C} < X = \sum_i X_i$$

Lorsque le carrefour est totalement acyclique, aucune de ces définitions ne tient. On peut alors utiliser une définition plus empirique (équivalente aux précédentes dans le cas de carrefours cycliques).

Un carrefour est congestionné si, sur au moins une ligne de feu, la file d'attente n'est pas nulle en fin de vert, ou, ce qui revient au même, si le temps d'attente d'au moins un véhicule à l'une au moins des entrées est supérieur à la durée du rouge et du vert.

3.3.3 Cas du carrefour sans feu

Sur les carrefours sans feu et les carrefours giratoires enfin, la notion de congestion est encore plus floue, l'offre et la demande variant de façon aléatoire à chaque instant. Il est possible de comparer la demande à une capacité théorique calculée, mais ceci ne constitue pas une définition rigoureuse de la congestion. On voit ainsi que les modes de définition de la congestion se confondent en partie avec sa caractérisation et sa mesure.

3.4 Congestions, bouchons, encombrements, etc.

La littérature technique utilise de nombreux termes pour évoquer la congestion sans toujours les définir, congestion bien sûr, mais aussi ralentissement, bouchon, saturation, encombrement, etc. C'est ainsi que le Setra donne une définition liée à la vitesse, considérant que la circulation sur autoroute est encombrée si la vitesse est comprise entre 30 et 60 km/h, saturée en dessous de 30 km/h. La Dirif (Direction interdépartementale des routes d'Île-de-France) définit quant à elle un bouchon comme « un ralentissement de la circulation débutant lorsque la vitesse descend en dessous de 30 km/h et se terminant lorsque la vitesse remonte au-delà de 60 km/h » (site internet Sytadin). Il est clair que chacune de ces définitions a un sens, et qu'elles correspondent à des usages ou des besoins différents.

Dans la suite nous utiliserons les termes suivants :

- **congestion** pour caractériser une situation de trafic répondant à la définition donnée au début de ce chapitre ;
- **bouchon** pour caractériser une zone de congestion délimitée en aval par un point de contrainte (la tête du bouchon) et en amont par une discontinuité de concentration (queue de bouchon).

3.5 Mesure et caractérisation de la congestion

Les différentes définitions données au paragraphe précédent sont autant de façons possibles de caractériser la congestion, sans qu'elles soient nécessairement toutes pertinentes opérationnellement. Il existe par ailleurs d'autres méthodes de caractérisation, dont la liaison avec la définition précise n'est pas toujours garantie. Un rapide panorama de l'ensemble est présenté ici.

3.5.1 Caractérisation de la congestion locale en trafic continu

Par la concentration

La caractérisation de la congestion qui découle le plus directement de sa définition consiste à analyser la concentration. En un point où des mesures de débit et concentration (ou débit et taux d'occupation) sont disponibles, le tracé de nuages de points débit × concentration permet de déterminer une concentration critique (ou un taux d'occupation critique) au-delà de laquelle le trafic est congestionné. La valeur de ces seuils est très variable d'un lieu à l'autre, elle peut être sensible à de multiples facteurs comme le taux de poids lourds. Elle est en général comprise, sur autoroute, dans une fourchette de 15 à 25 % pour le taux d'occupation, mais peut être très inférieure dans certains cas.

Par la vitesse

La définition donnée ci-dessus (paragraphe 3.4) tend à considérer que toute situation où la vitesse est inférieure à la vitesse critique est congestionnée. L'observation de données réelles croisant vitesse et concentration ou vitesse et débit permet selon les cas de confirmer cette vision ou de l'infirmer selon les sites.

La définition donnée par le Setra considère le trafic comme « encombré » lorsque la vitesse est comprise entre 30 et 60 km/h, « saturé » en dessous de 30 km/h. Ceci correspond à une définition en général restrictive par rapport à la précédente, sauf sur des voies limitées à 60 km/h.

Une caractérisation par des valeurs absolues de vitesse, intéressante par son caractère universel et la possibilité qu'elle offre de calculer simplement des indicateurs, présente évidemment l'inconvénient de regrouper, d'un site à l'autre, des situations bien différentes du point de vue de l'observation.

Par l'observation

Les calculs d'indicateurs de congestion sont souvent fondés sur une observation visuelle des conditions de trafic par les opérateurs des centres de gestion de trafic.

De plus, il arrive que des opérateurs confrontent une vision issue de caméras placées en hauteur, qui donnent accès à une vision plus spatiale et une mesure de vitesse issue des boucles électromagnétiques. Ces deux visions ne sont pas toujours compatibles et peuvent donner lieu à des incompréhensions et à des indéterminations.

Ceci donne évidemment un caractère subjectif à la définition de la congestion, qui peut être assez éloignée de définitions fondées sur des indicateurs quantitatifs.

3.5.2 De la caractérisation locale aux indicateurs de congestion

Comme le montre le paragraphe précédent, la caractérisation de la congestion locale est déjà une opération difficile, qui est menée de façons très diverses selon les lieux, les exploitants et les niveaux d'équipements des réseaux.

Cette caractérisation locale ne suffit cependant pas à constituer un indicateur de congestion. Celui-ci doit en effet prendre en compte trois dimensions :

- l'extension géographique de la congestion ;
- son extension temporelle ;
- sa « dureté » qui déterminera, pour une extension géographique et temporelle donnée, le retard plus ou moins grand subi par les usagers (elle est par exemple liée à la vitesse du flot dans le bouchon).

Notons au passage que les deux premières dimensions associées correspondent à l'amplitude, c'est-à-dire au nombre de personnes touchées par la congestion.

Encadré L avantages comparés des volumes d'encombrement et du temps total perdu

L'indicateur le plus couramment utilisé aujourd'hui, le volume d'encombrement, prend en compte les deux premières dimensions : c'est simplement le produit de la longueur de la congestion ramenée à une voie multipliée par sa durée.

Cet indicateur prend tout son sens pour comparer deux congestions ayant eu lieu au même point du réseau et générées par la même cause. En effet, cet indicateur ne tient pas compte de la vitesse de traversée du bouchon.

Il est cependant fréquent que deux bouchons aient des vitesses de traversée différentes. Il suffit pour cela que leurs débits de sortie soit différents (voir la Figure 3-5 pour une illustration du lien entre débit de sortie et vitesse dans le bouchon). Les valeurs des $H \times km$ de deux congestions différentes peuvent donc être identiques pourvu que les longueurs et les durées soient identiques. Ceci ne garantit donc en aucune manière que les temps de traversées soient similaires. Ceci est illustré par la figure suivante.

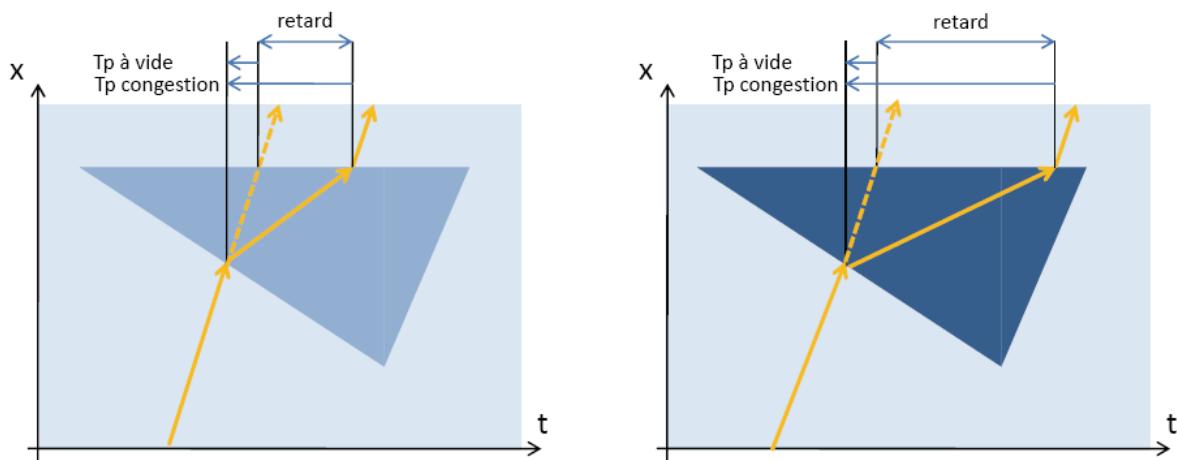


Figure 3-7 : illustration des $H \times km$ avec différentes vitesses de traversées de bouchon.

À gauche, le bouchon est peu dense et le retard individuel subi par le véhicule est relativement limité (noter qu'on a représenté sa trajectoire individuelle en traits pleins jaunes et la trajectoire qu'il aurait eue si le bouchon n'avait pas été présent en pointillés jaunes).

À droite, au contraire, le bouchon est beaucoup plus dense, le retard individuel sera plus important. Pourtant, ces deux bouchons sont caractérisés par la même valeur de $H \times km$ puisque leurs longueurs et durées sont identiques.

Il est possible de définir des indicateurs de congestion liés non plus à l'infrastructure mais au trafic lui-même : ce sont les indicateurs de temps passé et de temps perdu. Ces deux notions sont des notions globales, qui caractérisent le temps perdu par l'ensemble des usagers. Le temps total perdu est la somme pour tous les usagers du retard individuel matérialisé sur la figure ci-dessus. Il est donc sensible à la dureté du bouchon. Le temps passé, qui se mesure en véhicules \times heures, se définit comme le temps total passé par les usagers dans une congestion.

3.5.3 Congestion d'un réseau de carrefours

La définition de la congestion sur un réseau de carrefours est trop complexe pour permettre une caractérisation locale facile. De même, les indicateurs de type volume d'encombrement sont difficilement transposables à ce type de milieu. Les temps passés et temps perdus sont plus facilement calculables, mais on est plus loin encore que sur route d'indicateurs de congestion universellement définis.

3.6 Calculs simples en congestion

Dans ce paragraphe on utilisera exclusivement les relations suivantes :

- la relation $Q = K \times U$;
- le diagramme fondamental $Q = Q(K)$ ou $U = U(K)$ ce qui revient au même via la relation précédente.

À noter (voir chapitre 2) que si la relation $Q = K \times U$ est utilisable sans restriction, le diagramme fondamental n'est qu'une approximation grossière de la réalité, ce qui limite nécessairement la portée des calculs théoriques. Ceux-ci sont néanmoins éclairants pour comprendre les mécanismes en œuvre et donner quelques ordres de grandeur.

3.6.1 Vitesse, temps de traversée d'un bouchon

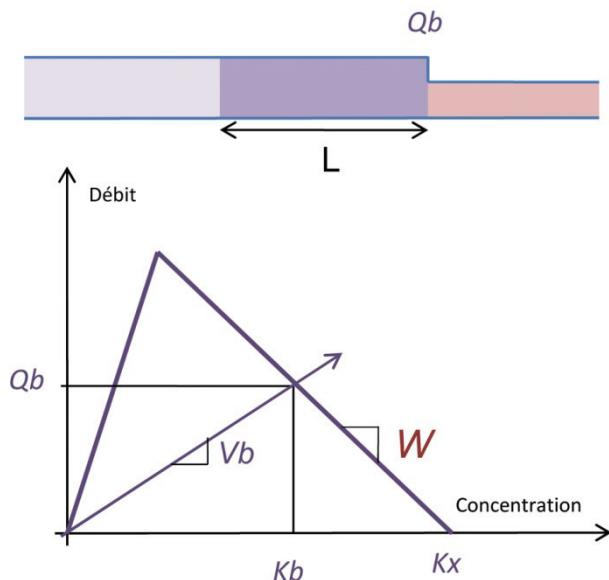


Figure 3-8 : cas simple d'un bouchon de longueur L .

Soit un bouchon de longueur L à un instant donné, dont le débit de sortie est égal à Q_b . On peut mesurer la vitesse dans le bouchon de deux manières :

- directement ;
- ou indirectement par la connaissance de la concentration dans le bouchon K_b et du débit de sortie : $V_b = Q_b/K_b$.

À partir de cette vitesse moyenne V_b des véhicules dans le bouchon, on peut déduire de façon évidente un temps de traversée du bouchon pour les véhicules qui rejoignent le bouchon à cet instant :

$$T_b = L/V_b$$

Ce temps est distinct de la durée d'existence du bouchon : le bouchon peut exister pendant une période très longue, les véhicules le composant se renouvelant en permanence.

Si ni la vitesse V_b ni la concentration K_b ne sont connues, alors que le débit Q_b de sortie du bouchon l'est, on peut utiliser une estimation de la pente W et du nombre maximal de véhicules en file d'attente (K_x) pour estimer la concentration dans le bouchon par la formule :

$$Q_b = W \times (K_x - k)$$

La valeur de la pente W est celle de la vitesse de propagation des ondes de congestion dans le trafic. Des résultats de recherche récents ont montré que la valeur de W est de l'ordre de 15 à 20 km/h (pour les données utilisées pour construire la Figure 1-13, la valeur de W est de 18 km/h). On peut estimer simplement la concentration maximale d'une voie, K_x , à partir de la distance moyenne entre deux avants de véhicules à l'arrêt.

On en déduit, puisque nous sommes dans le cas où le débit est limité à Q_b , la capacité de l'infrastructure en aval du bouchon :

$$K_b = K_x - \frac{Q_b}{W}$$

À l'instant où le bouchon a une longueur de L , le nombre de véhicules dans le bouchon est donc de $N_b = K_b \times L$. À l'aval du bouchon, le temps qui sépare le passage de deux véhicules, TIV_b , est égal à l'inverse du débit de sortie du bouchon Q_b . Le temps de traversée du bouchon pour le véhicule qui le rejoint à l'instant où sa longueur est L est donc :

$$T_b = N_b \times TIV_b = \frac{K_b \times L}{Q_b}$$

À noter qu'en rapprochant cette formule de la précédente, on retrouve la vitesse dans le bouchon :

$$V_b = Q_b / K_b$$

3.6.2 Temps de dissipation d'un bouchon

Considérons maintenant le cas où le bouchon de longueur initiale L , et de débit sortant Q_b , est alimenté en amont par un débit Q plus faible que Q_b . La longueur de la file d'attente va maintenant décroître, puisque plus de véhicules en sortent (Q_b) qu'il n'y a de véhicules qui y rentrent (Q). La concentration dans le bouchon est toujours K_b , reliée à Q_b par le diagramme fondamental.

Le temps qu'il faut pour que le bouchon disparaisse, T_{dis} , est tel que le nombre de véhicules soit nul au bout de ce temps. Or le bouchon contient au départ $N_b = K_b \times L$ véhicules et pendant T_{dis} il sera alimenté à l'amont par $Q \times T_{dis}$ véhicules, alors qu'à l'aval $Q_b \times T_{dis}$ véhicules le quitteront.

$$N_b + Q \times T_{dis} - Q_b \times T_{dis} = 0$$

donc

$$K_b \times L + (Q - Q_b) \times T_{dis} = 0$$

d'où :

$$T_{dis} = \frac{K_b \times L}{Q_b - Q}$$

Encadré M congestion causée par une zone de travaux sur une autoroute à trois voies

Dans tout cet encadré, on considérera une section d'autoroute à trois voies présentant les caractéristiques suivantes :

- vitesse maximum $Vx = 120 \text{ km/h}$;
- concentration maximum $Kx = 300 \text{ véhic/km}$ (3 voies) ;
- débit maximum $Qx = 6\,000 \text{ véhic/h}$.

On peut en déduire la concentration critique $Kc = \frac{Qx}{Vx} = 50 \text{ véhic/km}$, ainsi que la pente de la partie congestionnée du diagramme $W = \frac{Qx}{(Kx - Kc)} = 20 \text{ km/h}$.

On suppose une zone de travaux longue d'un kilomètre, où le nombre de voies est réduit à deux et la vitesse maximale à 90 km/h, soit :

- vitesse maximum $Vx = 90 \text{ km/h}$;
- densité maximum $Kx = 200 \text{ véhic/km}$ (2 voies).

On peut considérer que la pente W du diagramme en congestion est conservée sur cette section. Ceci permet d'estimer la capacité et la concentration critique de la zone de travaux si on ne peut pas les mesurer. Elles sont données par :

$$Q'x = \frac{K'x}{\frac{1}{W} + \frac{1}{V'x}} = 3\,275 \text{ véhic/h}$$

et :

$$K'c = \frac{Qx'}{V'x} = 36,4 \text{ véhic/km}$$

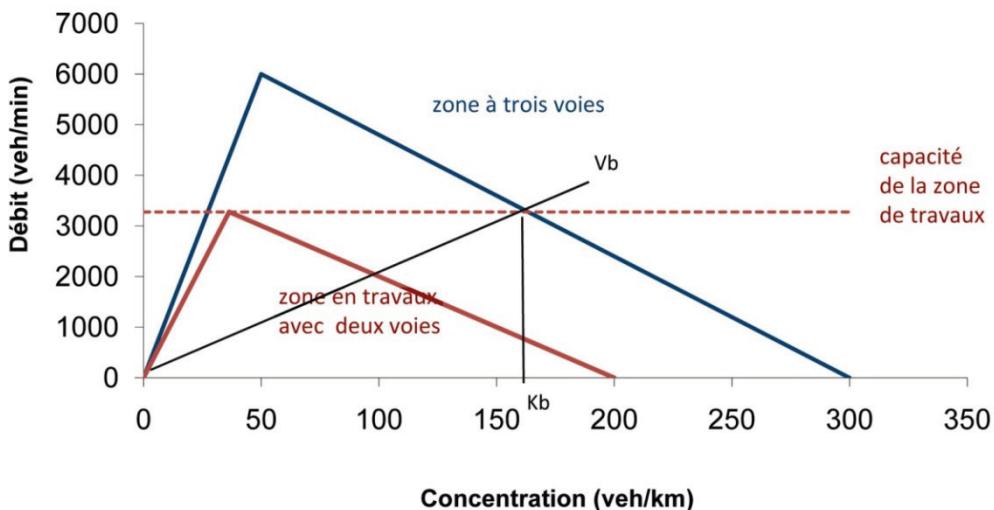


Figure 3-9 : deux diagrammes fondamentaux caractérisant le trafic sur l'autoroute. En bleu, le diagramme correspondant à la zone à trois voies, en rouge le diagramme correspondant à la zone de travaux où la vitesse maximale est de 90 km/h et où seules deux voies subsistent.

Si un bouchon se forme en amont de la zone de travaux (c'est-à-dire si le débit entrant est supérieur à $Q'x$), le débit Qb sortant de ce bouchon est égal à la capacité de la zone de travaux, soit 3 275 véhic/h. La concentration dans le bouchon est alors :

$$Kb = Kx - \frac{Qb}{W} = 164 \text{ véhic/km}$$

et la vitesse dans le bouchon :

$$V_b = Q_b / K_b = 20 \text{ km/h}$$

Il faudra donc 3 minutes pour traverser un bouchon d'1 kilomètre.

Si par exemple, lorsque le bouchon mesure un kilomètre, le débit entrant dans le bouchon par l'amont diminue à la valeur de $Q = 2000 \text{ véh/h}$, il disparaîtra en un temps T_{dis} :

$$T_{dis} = \frac{L \times K_b}{Q_b - Q} = \frac{1 \text{ km} \times 164 \text{ véh/km}}{3275 - 2000} = \frac{164}{3275 - 2000} = 7,7 \text{ minutes}$$

3.7 Conclusion, extensions

Les quelques outils présentés ici permettent une approche simplifiée, voire simpliste, de la congestion. La réalité de la congestion est évidemment plus complexe : les lieux de contrainte ne sont pas toujours nettement identifiés, les bouchons ne sont pas homogènes (circulation en accordéons ou « *stop and go* »), les phénomènes dynamiques peuvent avoir une importance conséquente. Les calculs simplifiés décrits ci-dessus présentent malgré tout l'avantage d'être facilement réalisables et de fournir souvent des ordres de grandeur acceptables, au moins dans les cas de congestion bien caractérisée. On consacrera le chapitre 7 à des calculs plus détaillés permettant de calculer à chaque instant l'extension spatiale des congestions.

4. Débits cumulés

4.1 Introduction – définitions

La notion de débit cumulé est une notion intuitivement simple, mais dont l'utilisation pour des calculs est très riche. Elle permet par exemple de décrire de façon complète certaines méthodes de calcul de temps de parcours (méthode des stocks), elle permet également une analyse plus facile de la congestion sur un segment de route.

Le débit cumulé en un point est défini de la façon suivante :

Le débit cumulé (ou nombre de véhicules cumulé) en un point est égal au nombre de véhicules passés en ce point depuis le passage d'un véhicule arbitrairement choisi comme référence (« zéro » de la courbe).

Ceci veut dire que l'étude du débit cumulé en plusieurs points implique que le *même* véhicule soit utilisé comme référence, ce qui constitue une difficulté opérationnelle. Ce point sera évoqué plus loin.

L'évolution dans le temps t du débit cumulé N en un point peut se représenter par une courbe :

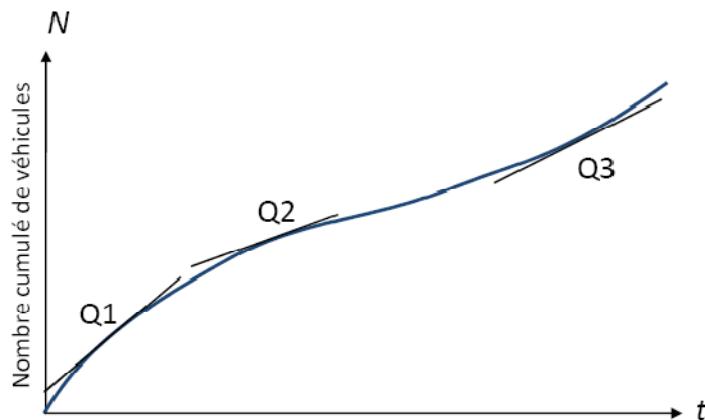


Figure 4-1 : évolution du débit cumulé au cours du temps. Le débit est à chaque instant égal à la pente de la courbe de débit cumulé. Ici, le débit est d'abord élevé, avant de décroître puis augmenter de nouveau en fin de période.

On peut noter :

- que cette courbe est toujours croissante ;
- que sa pente est à tout instant égale au débit Q à l'instant et au point considéré ;
- que cette courbe, ici représentée comme continue, est en fait en escalier, s'incrémentant d'une unité à chaque passage de véhicule.

4.2 Étude d'un segment de route

4.2.1 Introduction

Soit un segment de route de longueur L entre les points A et B où le débit est mesuré. En supposant qu'il soit possible de repérer le passage d'un véhicule de référence en A puis en B , il est possible de tracer les deux courbes de débit cumulé $N(A)$ et $N(B)$ en A et en B :

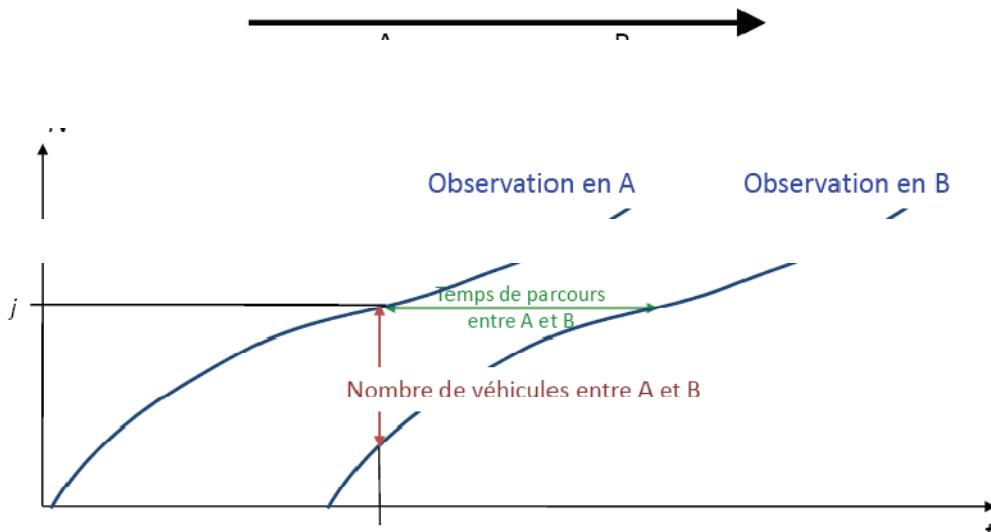


Figure 4-2 : évolution du débit cumulé au cours du temps en deux points *A* et *B*.

Ce schéma donne deux informations supplémentaires :

- la distance verticale entre les deux courbes à l'instant t représente le nombre de véhicules présents entre *A* et *B* à cet instant ;
- si l'on considère le véhicule j , qui représente un point sur l'ordonnée, la distance horizontale entre les deux courbes à cette ordonnée représente le temps de parcours du véhicule j entre *A* et *B*.

On peut noter qu'il y a derrière cette vision des choses une hypothèse implicite rarement vérifiée en pratique : celle que les véhicules passent en *A* et en *B* *dans le même ordre* (hypothèse FIFO pour First-in-First-Out). Cette hypothèse ne se vérifie strictement que sur des routes à voie unique sans dépassement. Lorsque l'hypothèse FIFO n'est pas vérifiée, la même analyse est possible malgré tout, et la distance horizontale entre les deux courbes correspond à une moyenne des temps de parcours. Que l'hypothèse FIFO soit réalisée ou non, le nombre de véhicules situés entre les points *A* et *B* est toujours égal, rappelons-le, à la distance verticale entre les deux courbes.

4.2.2 Détermination du véhicule de référence (origine des courbes de débit cumulé)

Pour analyser les débits cumulés sur une section de route, il est nécessaire de définir un point de référence commun aux différentes courbes, c'est-à-dire de connaître les instants de passage d'un même véhicule aux différents points de mesure. Ceci est difficilement réalisable en pratique, mais plusieurs moyens existent pour estimer sans trop d'erreur l'origine des débits cumulés :

- choisir comme heure d'origine l'heure où la section concernée peut être considérée comme vide ;
- faire une estimation du nombre $N(t)$ de véhicules présents entre *A* et *B* à un instant donné t , ce qui permet de caler les courbes entre elles sans nécessairement en connaître explicitement l'origine.

Cette dernière estimation peut se faire de façon simple, en situation fluide, à partir du débit et d'un temps de parcours T_0 supposé uniforme et constant dans ces conditions fluides. Le nombre de véhicules présents à l'instant t est en effet égal :

- d'une part au nombre de véhicules écoulés en *A* entre les instants $t - T_0$ et t ;
- d'autre part au nombre de véhicules écoulés en *B* entre les instants t et $t + T_0$.

Ceci est illustré sur la figure suivante. La coïncidence de ces deux estimations permet de mesurer leur validité.

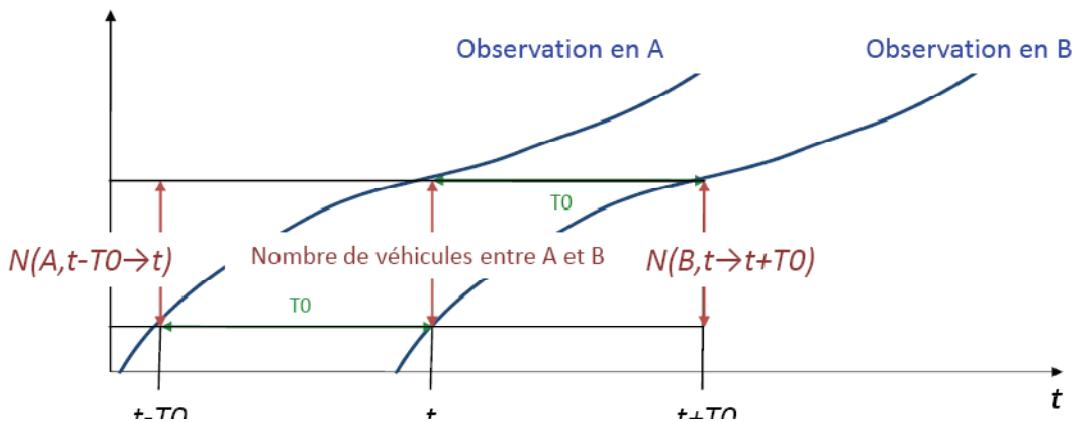


Figure 4-3 : méthode permettant de déterminer le nombre de véhicules présents entre A et B à l'instant t à partir du nombre de véhicules passés en A entre $t - T_0$ et t et en B entre t et $t + T_0$.

4.3 Analyse de la congestion avec les débits cumulés

Lorsque les conditions de circulation sont fluides entre A et B , les courbes de débits cumulés aux deux points sont identiques, avec un simple décalage horizontal correspondant au temps de parcours entre les deux points (voir figure 4.2 ci-dessus). Lorsqu'une congestion apparaît entre A et B , les débits cumulés diffèrent. On peut analyser de cette façon les deux types de congestion évoqués au chapitre précédent.

4.3.1 Pointe de trafic sur un rétrécissement

On rappelle les données du problème.

Supposons une route de capacité $Cap1$, dont une section possède une capacité inférieure $Cap2$, selon les deux diagrammes fondamentaux $D1$ et $d2$ (on suppose que la vitesse maximale est identique sur les deux sections). Cette route et ces deux diagrammes fondamentaux sont représentés sur la figure 4-4 parties a/ et b/.

On applique à l'entrée de cette voie, entre les instants 0 et t_1 , une demande $Q1$ inférieure à $Cap2$, puis entre t_1 et t_2 une valeur $Q2$ supérieure à $Cap2$ (mais inférieure à $Cap1$ car dans le cas contraire elle ne pourrait pas pénétrer sur la voie), et enfin un retour à $Q1$ après t_2 .

En supposant que la congestion ne remonte pas jusqu'en A , le débit cumulé en A a l'allure de $N(A)$ sur la figure 4-4-c/. Ce débit, décalé du temps de parcours à vide T_0 , constitue la demande qui cherche à s'écouler en B , c'est-à-dire le débit qui passerait en B si l'offre était suffisante. En l'occurrence, l'offre en B est limitée par la capacité $Cap2$, et le débit l'est donc aussi. Ceci donne la courbe $N(B)$ de la figure 4-4-c/.

La ligne pointillée représente la *demande cumulée* en B , construite par décalage du débit cumulé en A . Tant que le débit cumulé est inférieur à cette demande cumulée, la demande instantanée est égale à la demande maximale (car il y a des véhicules en excédent). Le débit est toujours égal au minimum de l'offre et de la demande, il redevient donc égal à la demande lorsque le débit cumulé rejette la demande cumulée (résorption du bouchon). À noter que si la notion de demande cumulée a un sens, la notion d'offre cumulée n'en aurait aucun : la demande observée en amont et non écoulée en aval s'accumule effectivement, mais l'offre inutilisée à un instant donné ne peut pas être stockée !

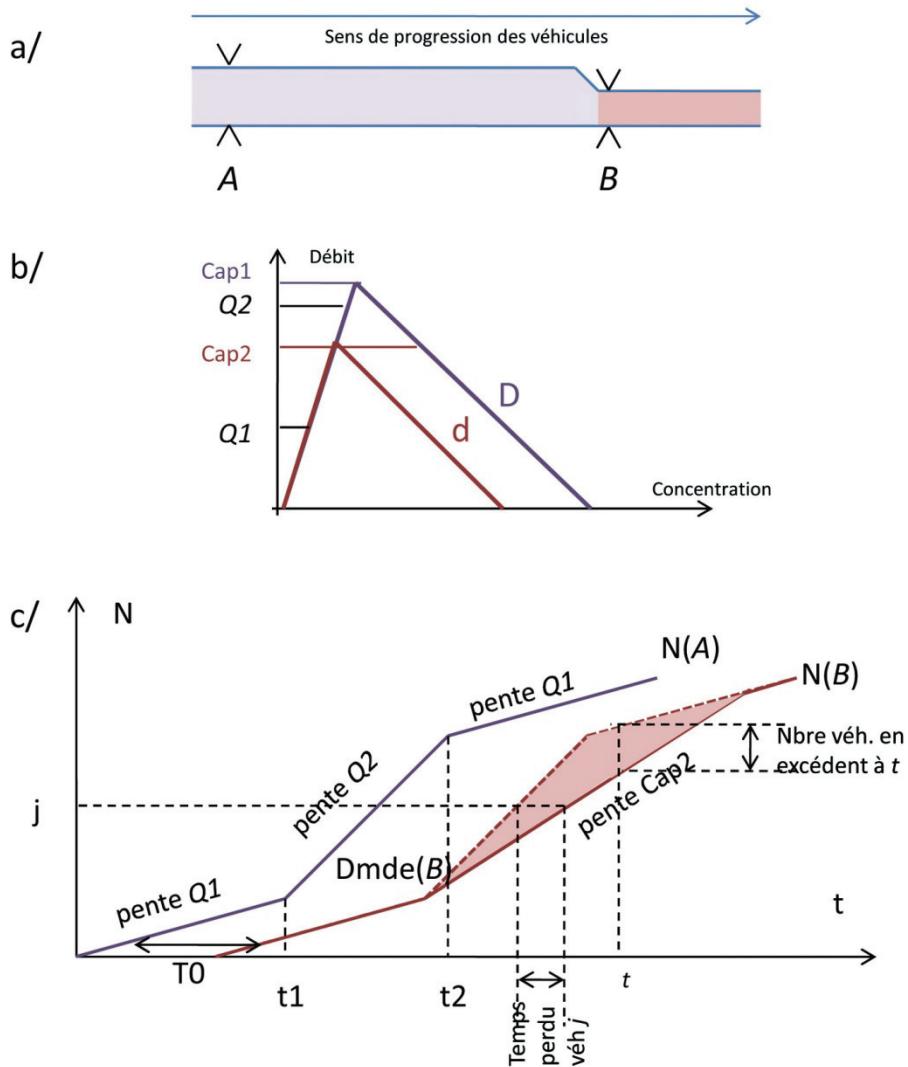


Figure 4-4 : méthode des débits cumulés pour une pointe de demande arrivant sur une voie avec limitation de la capacité.

- en haut (a/) : schéma de l'infrastructure et positionnement des points A et B ;
- au milieu (b/) : les deux diagrammes fondamentaux de la voie avec les deux niveaux de demande ;
- en bas (c/) : courbe de débits cumulés en A, courbe (en pointillés) de demande cumulée en B, courbe des débits cumulés passant effectivement en B (traits pleins rouges) ; la zone colorée correspond au temps total perdu.

On peut remarquer sur la courbe de la partie c/ de la figure ci-dessus que la distance verticale à un instant quelconque entre la courbe pleine et la courbe pointillée représente le *nombre de véhicules en excédent* entre A et B à cet instant. La distance horizontale entre les deux courbes à l'ordonnée j représente le *retard subi par le véhicule j* du fait de la présence de congestion. Ce nombre de véhicules est en revanche distinct du *nombre de véhicules dans le bouchon* (il lui est toujours inférieur). Ce point sera explicité dans le chapitre 7.

On démontre encore que la surface comprise entre les deux courbes (zone hachurée sur la figure suivante) représente le *temps total perdu* dans le bouchon.

4.3.2 Exemple d'un incident

On suppose une voie homogène de capacité $Cap1$, sur laquelle est appliquée une demande constante Q . À l'instant tI se produit un incident qui réduit la capacité à $Cap2$. À l'instant tFI , l'incident se termine et la capacité de la voie redevient $Cap1$. On cherche à connaître les débits et temps totaux passés entre A et B , A étant suffisamment en amont de l'incident pour n'être jamais atteint par la file d'attente, B étant situé juste en aval de l'incident.

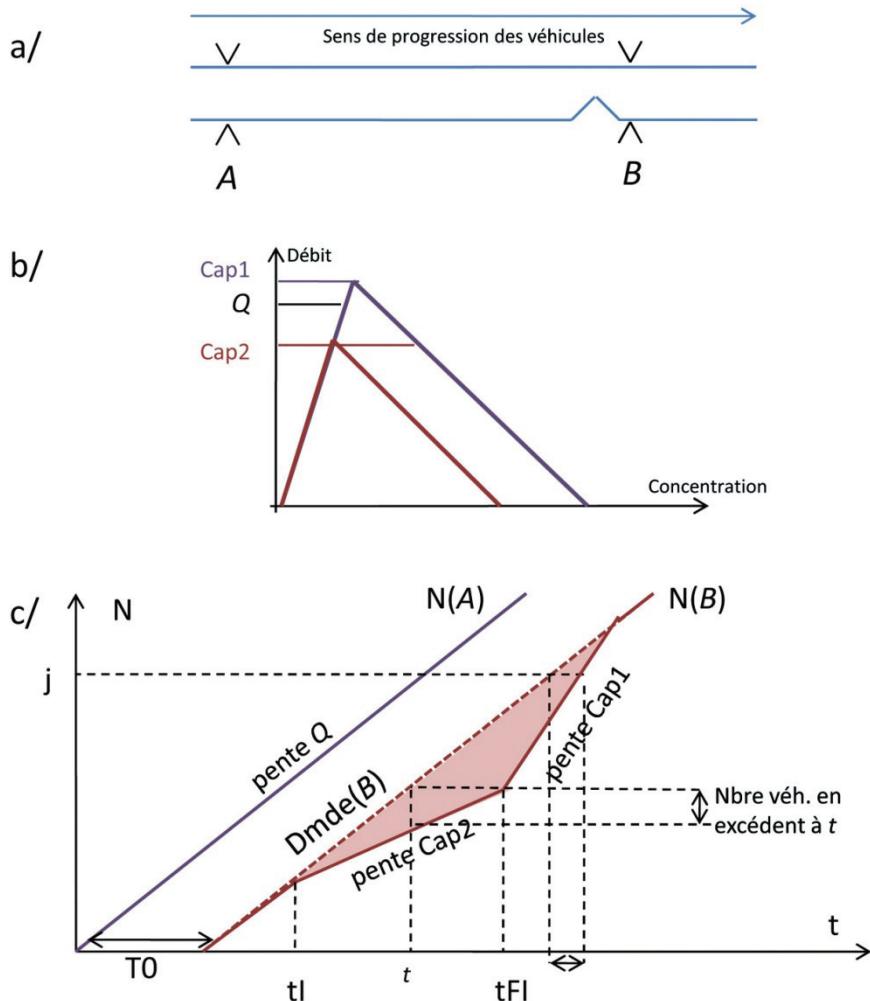


Figure 4-5 : méthode des débits cumulés pour une demande constante arrivant sur une voie sur laquelle se produit un incident.

- en haut (a/) : schéma de l'infrastructure et positionnement des points A et B ;
- au milieu (b/) : les deux diagrammes fondamentaux de la voie avec le niveau de demande Q ;
- en bas (c/) : courbe de débits cumulés en A , courbe (en pointillés) de demande cumulée en B , courbe des débits cumulés passant effectivement en B (traits pleins rouges) ; la zone hachurée correspond au temps total perdu.

Comme sur l'exemple précédent, le débit cumulé en A , décalé du temps de parcours libre $T0$ entre A et B , constitue la demande cumulée en B . À nouveau, on voit apparaître sur ce schéma le nombre de véhicules en excédent et le retard dû à l'incident.

Encadré N intérêt de l'étalement dans le temps d'une période de pointe

Soit une section de route de capacité égale à $4\ 000 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$, mais présentant un goulot de capacité $2\ 000 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$. On suppose une demande de base de $1\ 500 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$, avec un pic :

- soit à $3\ 000 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$ au total pendant une heure ;
- soit à $2\ 500 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$ au total pendant 1 h 30.

On peut remarquer que le nombre total de véhicules écoulés est le même dans les deux cas ($1\ 500$ véhicules en plus de la demande de base), mais que la pointe est plus étalée dans le deuxième. On peut faire figurer sur le même graphique les deux profils de demande et de débit cumulé.

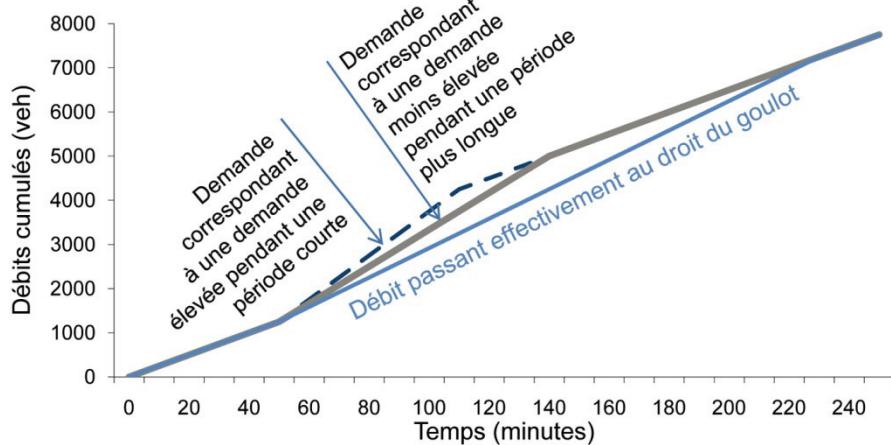


Figure 4-6 : méthode des débits cumulés pour un pic de demande arrivant sur une voie de capacité limitée : en pointillés, demande correspondant à un pic court avec demande élevée, en gris, demande avec un pic (de même nombre de véhicules total) plus étalé dans le temps. En bleu, le débit cumulé effectif.

On peut remarquer plusieurs choses sur ce graphique :

- le débit sortant est identique quel que soit le profil de demande ;
- la durée de congestion est la même ;
- les temps perdus sont en revanche bien différents, très supérieurs lorsque la pointe est plus concentrée dans le temps, ce qui montre bien l'intérêt de l'étalement de la pointe.

Encadré O influence du délai d'intervention sur la durée du bouchon dû à un incident

Soit à nouveau une route de capacité égale à $4\ 000 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$. On suppose une demande constante égale à $3\ 000 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$. On suppose également qu'un incident vient limiter la capacité d'écoulement à $2\ 000 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$.

- pendant une heure (cas 1) ;
- ou, l'intervention sur incident ayant été plus rapide, pendant une demi-heure (cas 2).

Le schéma des débits cumulés est le suivant :

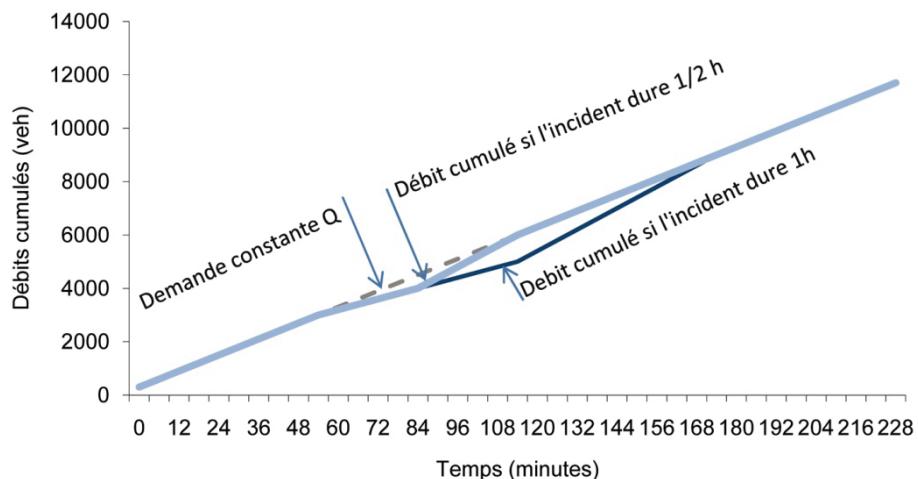


Figure 4-7 : méthode des débits cumulés pour une demande constante arrivant sur une voie sur laquelle se produit un incident. En pointillés : profil de demande constante ; en bleu clair : débit cumulé si l'intervention dure $\frac{1}{2}$ heure ; en bleu foncé : débit cumulé si l'intervention dure 1 heure.

On constate que la surface comprise entre la ligne de pente constante Q et le débit cumulé correspondant à l'intervention la plus courte est $\frac{1}{4}$ de la surface comprise entre la ligne de pente constante Q et le débit cumulé correspondant à l'intervention d'une heure. On voit ainsi clairement l'importance de la rapidité d'intervention sur la durée et l'importance du bouchon.

4.4 Conclusion

L'analyse par les débits cumulés est un outil simple et puissant qui permet, à partir de simples données de débit en quelques points, une compréhension assez bonne des phénomènes de congestion sur un itinéraire. Pour que cette analyse soit possible, il est nécessaire :

- qu'il n'y ait pas trop de fuites (carrefours, échangeurs...) sur l'itinéraire concerné ; des possibilités de redressement des données existent cependant dans le cas contraire ;
- que le calage des courbes soit possible ;
- que la mesure des débits soit suffisamment fiable.

On verra dans le chapitre 8 qu'une analyse plus avancée des débits et des concentrations permet de répondre à des questions plus précises (localisation d'un incident, prévision de temps de parcours...).

5. Temps de parcours

5.1 Principes : différences entre temps de parcours réalisé, prévu et instantané

5.1.1 Temps de parcours d'un véhicule sur un tronçon de route donnée

Au contraire des variables instantanées que nous avons vues au premier chapitre – qu'elles soient individuelles comme la position, ou collectives comme le débit ou la concentration –, le temps de parcours est une grandeur qui n'a pas, pour un véhicule donné, de valeur instantanée évidente. En effet, le temps de parcours est une valeur qui « se construit » au cours du temps puisque tant qu'un véhicule n'est pas sorti du tronçon de route sur laquelle il se trouve, on ne connaît pas le temps de parcours qu'il aura réalisé sur ce tronçon.

Or, de plus en plus, on cherche à informer l'usager du temps de parcours au moment où il entre sur une portion de route (soit collectivement par les panneaux à messages variables, soit individuellement par des dispositifs embarqués). C'est le temps de parcours annoncé. Les deux grandeurs, temps de parcours réalisé et temps de parcours annoncé, sont en réalité significativement différentes, surtout lorsque les conditions de trafic évoluent beaucoup au cours du temps. La figure suivante illustre la différence entre le temps de parcours réalisé et le temps de parcours annoncé. Le temps de parcours que l'on annonce à l'usager est toujours calculé sur la base des mesures disponibles à l'instant de l'entrée de ce véhicule sur le tronçon.

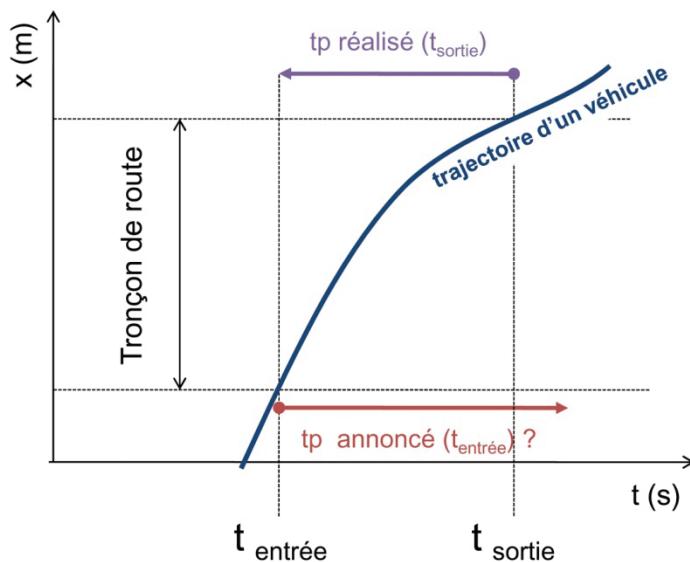


Figure 5-1 : les deux temps de parcours d'un véhicule : le temps de parcours réalisé, connu au moment de la sortie de ce véhicule et le temps de parcours annoncé, que l'on peut uniquement estimer et non mesurer au moment de l'entrée du véhicule sur tronçon.

5.1.2 Temps de parcours réalisé sur plusieurs tronçons de route successifs

Intéressons-nous maintenant à une route composée de deux tronçons sur lesquels on peut mesurer les temps de parcours réalisés. Le temps de parcours réalisé sur ces deux portions par un véhicule est simplement la somme de chacun de ces deux temps de parcours. Ceci est illustré sur la figure suivante :

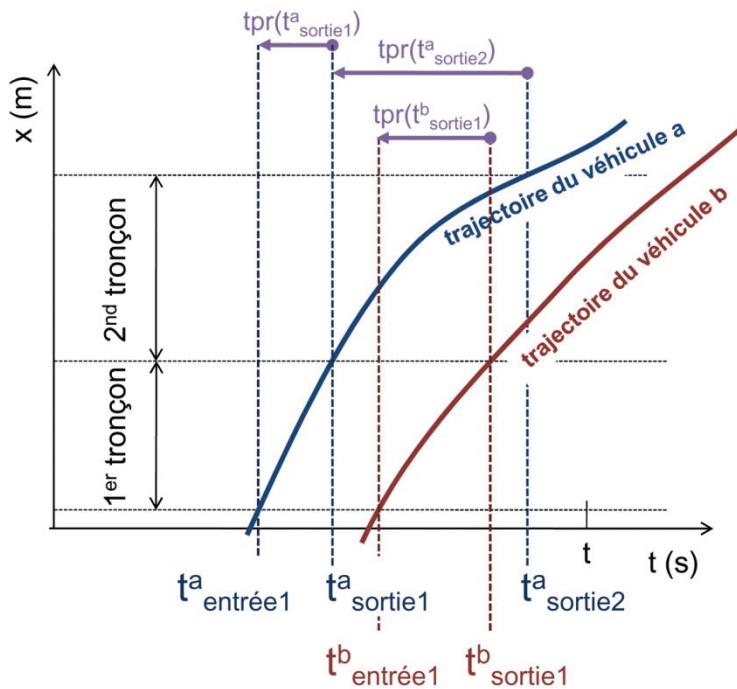


Figure 5-2 : le temps de parcours réalisé par deux véhicules sur une route comportant deux sections.

Si on souhaite, à l'instant t , connaître le dernier temps de parcours réalisé sur cette route à deux tronçons, on a deux possibilités :

- soit utiliser le temps de parcours du véhicule a, entre son entrée sur la première section et sa sortie de la seconde, $tpr(t^a_{sortie1}) + tpr(t^a_{sortie2})$, mais l'information sur le temps de parcours de la première section pourra être ancienne, surtout si la seconde section a un temps de parcours élevé) ;
- soit utiliser le temps de parcours du véhicule b pour la première section et celui du véhicule a pour la seconde section, $tpr(t^b_{sortie1}) + tpr(t^a_{sortie2})$, ceci permet d'utiliser la dernière information recueillie, mais présente l'inconvénient de ne plus correspondre à un véhicule unique.

On voit donc sur ce cas très simple, que dès que l'on s'intéresse à un cas plus compliqué que le temps de parcours réalisé par un véhicule sur une section de voie unique, on obtient une définition du temps de parcours qui doit toujours être accompagnée de précisions complémentaires, le temps de parcours devenant très rapidement une notion ambiguë.

Signalons aussi que le temps de parcours d'un véhicule est une information qui est généralement considérée comme peu représentative. En effet, il y a une grande variabilité d'un usager à l'autre, en particulier si les dépassements sont possibles. On utilise donc généralement la moyenne des temps de parcours, après avoir éventuellement appliqué un filtre pour ne sélectionner que les temps de parcours les plus typiques, ou éliminer des valeurs trop particulières.

5.1.3 Temps de parcours estimé à partir de la vitesse locale individuelle

Nous avons vu au premier chapitre que le capteur le plus utilisé est la boucle électromagnétique. C'est un capteur local, qui, dans certains cas, est capable de stocker et transmettre des données individuelles telles que la vitesse.

Si on fait l'hypothèse que le tronçon de route est homogène et que mesurer la vitesse en un point permet d'avoir une bonne estimation de la vitesse sur l'ensemble de la section, alors on est capable d'estimer un temps de parcours individuel de tronçon de route à partir de cette mesure locale de la vitesse.

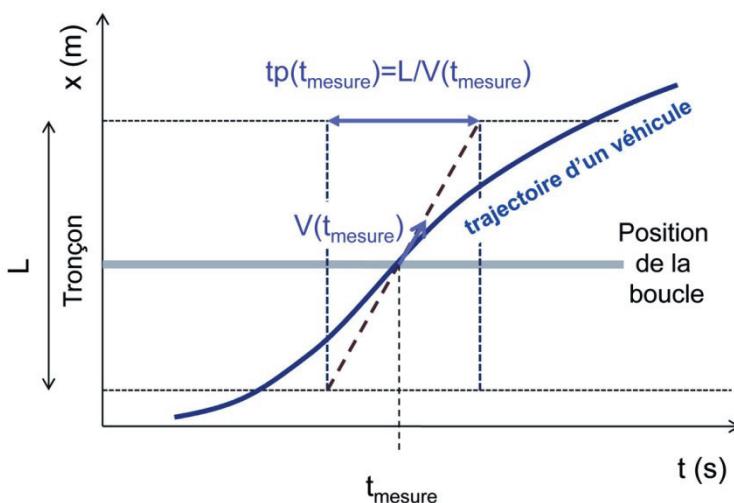


Figure 5-3 : estimation du temps de parcours à partir d'une mesure ponctuelle de la vitesse individuelle par une boucle électromagnétique.

Sur la figure ci-dessus, on voit que supposer que la vitesse est constante pendant la traversée de la portion de route est une hypothèse forte qui peut conduire à des sous-estimations (comme sur cette figure) ou à des surestimations du temps de parcours. On voit donc bien l'importance d'avoir des boucles peu espacées pour que ces estimations soient le plus proche possible du temps de parcours individuel réalisé.

5.1.4 Temps de parcours estimé à partir de la vitesse locale moyenne

L'avantage de cette méthode de mesure est qu'elle est basée sur un appareil de mesure extrêmement répandu et qui donne facilement accès à des valeurs moyennes de la vitesse. Ces valeurs moyennes de la vitesse sont utilisées pour calculer des temps de parcours moyens représentatifs à l'aide de l'équation ci-dessous :

$$TPM(t \rightarrow t + T) = \frac{L}{V_{spatiale}(t \rightarrow t + T)}$$

où t est l'instant de mesure et T la durée de la période de calcul de la valeur moyenne. On utilise dans ce cas-là la vitesse moyenne spatiale telle que définie dans le chapitre 1.

On peut utiliser plusieurs mesures réalisées en plusieurs points différents de l'infrastructure pour réaliser la mesure des temps de parcours sur une route comportant plusieurs sections. Dans ce cas, on parle de temps de parcours instantané. À l'instant t_2 , par exemple, le temps de parcours de la route illustré sur la figure suivante est calculé par la formule suivante :

$$TPM(t_2) = \frac{L_1}{V_1(t_2)} + \frac{L_2}{V_2(t_2)} + \frac{L_3}{V_3(t_2)}$$

Chaque vitesse moyenne de tronçon de route à l'instant t_2 est calculée comme la moyenne harmonique des vitesses individuelles mesurées par la boucle associée à ce tronçon de route entre t_1 et t_2 .

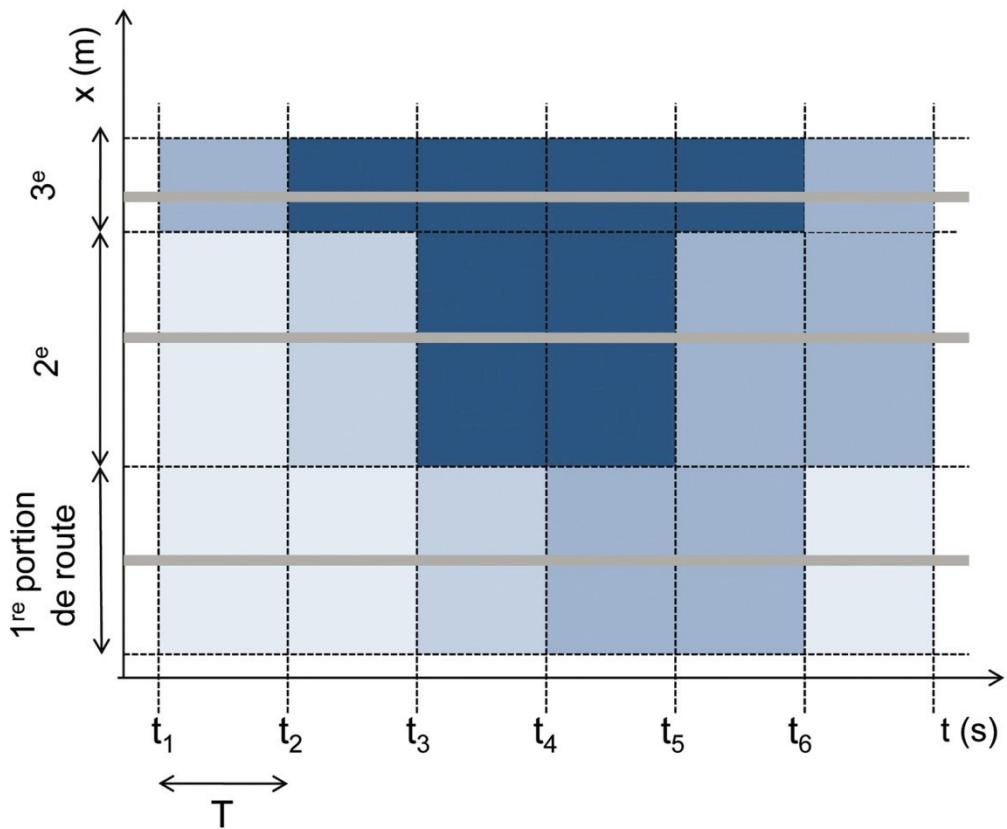


Figure 5-4 : une route comportant trois sections avec à chaque période de durée T une mesure de la vitesse moyenne spatiale par une boucle associée figurée en gris. Les différentes vitesses sont représentées par les différentes densités de bleu.

5.2 Méthode des stocks : débits cumulés

Même si elle n'est en général pas présentée ainsi, la méthode d'estimation de temps de parcours dite « des stocks » est une application directe de l'utilisation des débits cumulés.

La connaissance des débits cumulés en deux points d'un itinéraire sans fuite donne en effet directement la valeur à tout instant du temps de parcours entre ces deux points (voir chapitre 4). Celui-ci est en effet donné par la distance horizontale entre les deux courbes comme illustré sur la figure de la page 52.

Bien entendu, les réserves et les difficultés évoquées à propos des débits cumulés s'appliquent de façon identique à la mesure des temps de parcours par cette méthode : hypothèse FIFO, problème des fuites, etc.

La mesure obtenue de cette façon est une estimation a posteriori ou « en sortie », c'est-à-dire que le temps de parcours estimé à l'instant t est celui du véhicule qui sort de l'itinéraire à cet instant. La méthode des stocks a pour ambition d'être *prédictive*, ou de fournir une estimation *en entrée*, c'est-à-dire de donner à l'instant t une estimation du temps de parcours du véhicule qui entre sur l'itinéraire à cet instant. Deux possibilités existent à cet égard.

La première, qui correspond à la méthode des stocks classique, consiste à considérer le débit en sortie comme constant (ou à utiliser une valeur lissée, ce qui revient au même) :

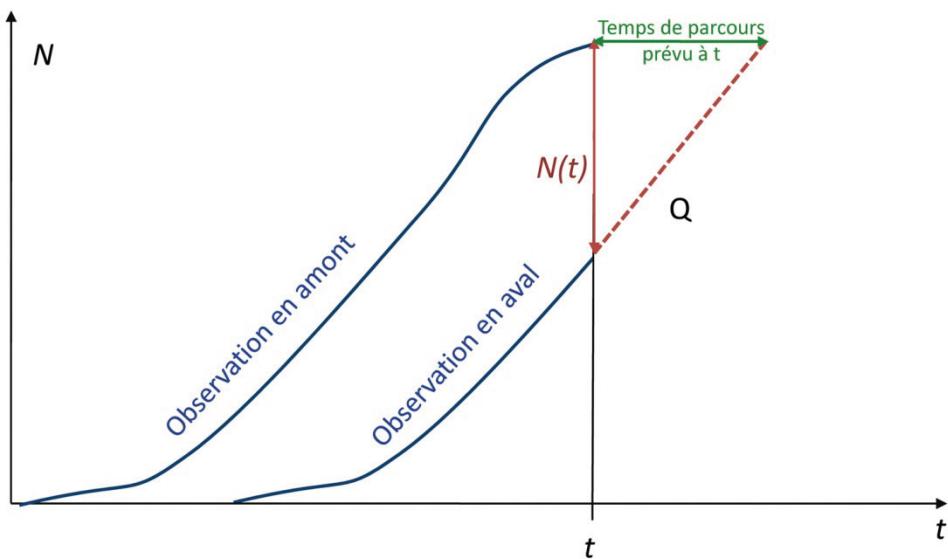


Figure 5-5 : méthode des stocks pour la prévision des temps de parcours basée sur le débit mesuré à l'instant t en aval.

Dans ces conditions, si $N(t)$ est le nombre de véhicules présents entre les deux points de mesure, c'est-à-dire le stock (d'où le nom de la méthode), le temps de parcours entre les deux points est celui nécessaire à vider le stock, c'est-à-dire nécessaire au dernier véhicule pour atteindre le point de sortie, soit :

$$TP(t) = \frac{N(t)}{Q_S(t)}$$

où $Q_S(t)$ est le débit mesuré (ou lissé) au point de sortie.

La deuxième méthode consiste à utiliser le débit mesuré en amont pour prédire le débit sortant ; ceci correspond en fait simplement à considérer le temps de parcours comme constant.

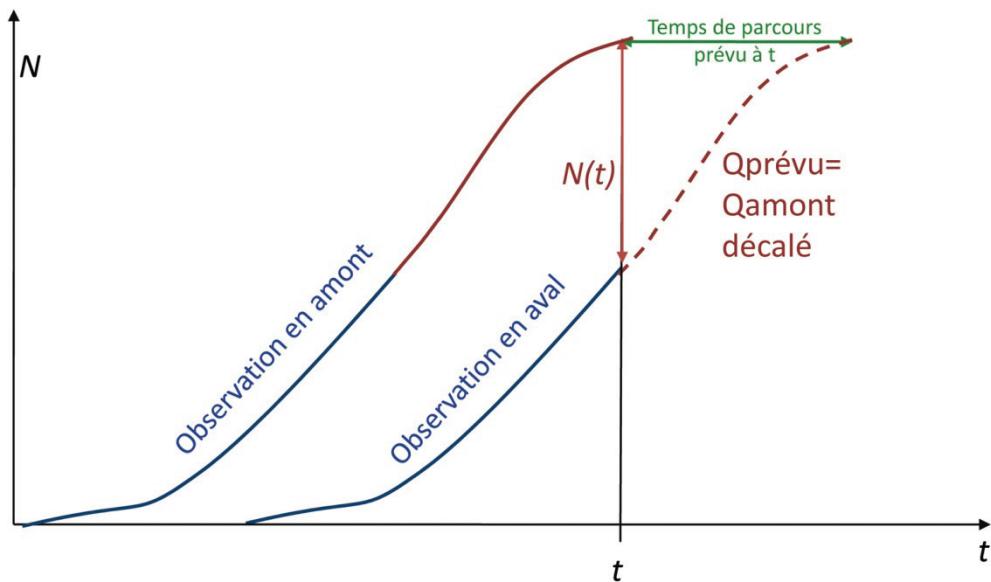


Figure 5-6 : méthode des stocks pour la prévision des temps de parcours basée sur le débit mesuré en amont.

Clairement, la première méthode a un sens en congestion, où ce sont bien les conditions en aval qui vont fixer le débit sortant du système ; dans ces conditions, la reconduction de la valeur courante est en règle générale le meilleur des prédicteurs, sauf possibilité d'une vraie prévision du débit sortant (modélisation explicite de la remontée de file d'attente due à un incident par exemple).

La deuxième méthode est tout aussi clairement adaptée aux situations fluides, où le débit amont se propage vers l'aval sans déformation.

On voit ainsi les difficultés de la méthode, qui sont de trois ordres :

- la difficulté d'estimer le stock $N(t)$ lui-même, qui est facilement entaché d'erreurs importantes du fait de l'imperfection des mesures ;
- les erreurs faites sur le débit de sortie $Q_s(t)$ qui peuvent avoir des conséquences importantes sur l'estimation, celle-ci étant très sensible à ce paramètre ;
- le choix de la méthode la plus pertinente dans une situation donnée (débit constant ou temps de parcours constant).

L'avantage de la méthode est en revanche son caractère économique et facile à mettre en œuvre. Elle est par exemple très utile pour estimer le temps de traversée d'un bouchon lors d'un incident. Dans ce cas en effet, le débit de sortie est fixé par la capacité résiduelle de la zone d'incident et se trouve donc relativement constant : l'estimation est alors assez juste.

5.3 Mesure des temps de parcours en ville

5.3.1 Introduction

Le milieu urbain présente plusieurs spécificités qui rendent à la fois nécessaire et possible l'utilisation de méthodes particulières d'estimation des temps de parcours.

Le milieu urbain se caractérise d'abord par la coexistence de deux types principaux de réseaux : réseaux de voies rapides urbaines et réseau de surface. Le réseau de surface lui-même présente des caractéristiques bien différentes selon qu'il s'agit de boulevards périurbains dont le fonctionnement est proche de celui d'une voie rapide ou d'un réseau de centre-ville où la majorité des carrefours est régulée par des feux, tous les intermédiaires existant également.

La deuxième caractéristique du milieu urbain est le fort maillage des réseaux et leur interconnexion. Cette caractéristique rend difficile la mise en œuvre de méthodes, comme la méthode des stocks, fondées sur la conservation des véhicules.

Troisième caractéristique, la fréquence d'occurrence de perturbations de toutes sortes : incidents sur les voies rapides, stationnement sauvage sur le réseau de surface, etc. Tous ces événements largement imprévisibles sont autant d'éléments difficiles à mesurer qui font varier les capacités de façon quasi aléatoire.

La dernière particularité du milieu urbain vient en partie compenser les difficultés entraînées par les précédentes : c'est la densité souvent importante de points de mesure du trafic.

Cet ensemble de spécificités fait qu'il existe finalement deux méthodes opérationnelles pour l'exploitant pour l'estimation des temps de parcours, l'une fondée sur l'estimation locale des vitesses et adaptée aux voies rapides ou aux réseaux sans feu, l'autre fondée sur une relation empirique entre temps de parcours et taux d'occupation (méthode BRP), bien adaptée aux réseaux régulés par des feux tricolores.

D'autres méthodes, fondées en particulier sur l'utilisation de flottes de véhicules traceurs, sont en développement ou déjà utilisées par des fournisseurs d'information routière embarquée. L'avenir est très certainement aux méthodes mixtes fondées sur la fusion de sources de données multiples, permettant de compenser les imperfections de chacune des sources d'information par les qualités des autres.

5.3.2 Estimation par les vitesses

L'estimation par les vitesses est fondée sur une utilisation directe des mesures faites ponctuellement sur les capteurs à boucle, à savoir le débit et le taux d'occupation. Comme cela a été évoqué dans le chapitre 2, le taux d'occupation donne une estimation de la concentration, à condition de supposer la longueur des véhicules uniforme, par la formule :

$$K = \frac{TO}{L + l}$$

où K est la concentration ou densité, TO le taux d'occupation, L la longueur des véhicules supposée uniforme et l la longueur de la boucle de détection.

En utilisant la relation $Q = KV$, on a donc une estimation locale de la vitesse par :

$$V = \frac{Q}{K} = \frac{Q \times (L + l)}{TO}$$

Ceci implique une uniformité relative des longueurs de véhicules, condition à peu près remplie en milieu urbain où la circulation se compose pour l'essentiel de véhicules légers et de poids lourds de quelques tonnes.

Le calcul des temps de parcours sur un itinéraire (portion de voie rapide par exemple) est découpé en segments à chacun desquels est attaché un point de mesure considéré comme représentatif. L'hypothèse sous-jacente est ainsi que la vitesse est à tout instant homogène sur chaque segment. Cette hypothèse est illustrée par la figure en page 62.

Si l'itinéraire est composé de n segments, le temps de parcours de l'itinéraire à la date t est estimé par la somme des temps de parcours des segments :

$$TPI(t) = \sum_i TP_i(t) = \sum_i \frac{L_i}{\bar{V}_i(t)}$$

À noter qu'il s'agit d'un temps de parcours instantané, mesuré au même moment sur tous les segments.

C'est sur ce type d'indicateur que sont fondés les systèmes d'affichage de temps de parcours sur voies rapides urbaines aujourd'hui opérationnels sur de nombreux sites.

5.3.3 L'indicateur BRP

5.3.3.1 Définition

L'indicateur « vitesse moyenne » dit « BRP », mis au point par Bonvalet F. et Robin-Prévallée Y., est une formule empirique d'estimation de la vitesse moyenne sur un réseau, au sens défini plus haut du rapport entre une distance totale parcourue et un temps total passé. L'utilisation de données issues d'un grand nombre de points de mesure lui donne une certaine robustesse par rapport aux perturbations locales.

À chacun des points de mesure disponibles sur le réseau considéré est associée une zone dont il est représentatif. Les zones associées à chaque point de mesure sont disjointes, et leur union recouvre la totalité du réseau. Dans les applications qui ont été faites, les zones associées à chaque point de mesure sont en général des tronçons, parfois des portions de tronçon.

On suppose alors (ceci étant fondé sur les résultats des études de liaison Taux d'occupation / Temps de parcours) qu'une liaison linéaire existe, sur chaque zone, entre le temps de parcours moyen de cette zone et le taux d'occupation mesuré sur le capteur :

$$t_i = a_i \times TO_i + b_i \quad (1)$$

avec :

- t_i : temps de parcours moyen de la zone i ;
- TO_i : taux d'occupation mesuré sur le capteur de la zone i ;
- a_i, b_i : coefficients à déterminer.

Les coefficients sont calculés en utilisant les conditions aux limites :

- Lorsque TO_i tend vers 0, le temps de parcours individuel tend vers une valeur tl_i considérée comme le temps de parcours d'un véhicule sur la zone vide. Ceci fixe donc :

$$b_i = tl_i$$

- En congestion complète (TO_i proche de 1, Q_i proche de 0), on peut considérer la zone comme pleine. Le temps total passé par unité de temps dans la zone est alors égal au nombre maximum de véhicules qu'elle contient, $N_{max} \times TO_i$. Or, le temps total passé par unité de temps est égal au débit sortant multiplié par le temps de parcours individuel. Donc $Q_i \times t_i = N_{max} \times TO_i$. D'où :

$$a_i = \frac{N_{max}}{Q_i} - tl_i$$

La formule (1) s'écrit ainsi finalement :

$$Q_i \times t_i = N_{max} \times TO_i + Q_i \times tl_i \times (1 - TO_i), \text{ ou :}$$

$$t_i = tl_i \times (1 - TO_i) + \frac{N_{max} \times TO_i}{Q_i}$$

On peut remarquer qu'elle est ainsi un lissage par le taux d'occupation de deux valeurs extrêmes, l'une valable en congestion et l'autre en situation fluide.

On peut alors écrire la vitesse moyenne sur un itinéraire, rapport de la distance totale parcourue au temps total passé, par la formule :

$$\bar{V} = \frac{\sum_i L_i \times Q_i}{\sum_i t_i \times Q_i}$$

avec :

- L_i : longueur de la zone i ;
- t_i : temps de parcours moyen estimé par la formule (1).

La formule d'estimation du temps de parcours moyen sur un axe de longueur L comprenant N tronçons s'écrit :

$$\bar{T} = \frac{L}{\bar{V}} = L \times \frac{\sum_{i=1}^N t_i \times Q_i}{\sum_{i=1}^N L_i \times Q_i}$$

À noter que cette agrégation ne correspond pas au simple calcul d'un temps de parcours instantané, qui serait la somme des temps t_i estimés sur chaque tronçon. Cette formule calcule en fait un *temps moyen passé* sur l'itinéraire, ce qui revient à donner plus d'importance aux segments de l'itinéraire où le débit est le plus important. Ceci éloigne l'estimation d'une vraie définition de temps de parcours, mais c'est aussi ce qui lui donne sa robustesse vis-à-vis d'erreurs locales d'estimation.

5.3.3.2 Méthodologie d'utilisation

L'utilisation de l'indicateur « vitesse moyenne » nécessite un certain nombre d'opérations :

- définition de la zone de représentativité de chaque point de mesure, ou choix d'un point de mesure par zone définie (suivant la densité de points de mesure disponibles) ;
- choix d'une période d'intégration des débits et taux d'occupation ;
- détermination des paramètres temps de parcours libre et nombre maximal de véhicules par zone.

Dans les applications utilisées par la Ville de Paris, les zones élémentaires sont le plus généralement identifiées aux tronçons. Lorsque plusieurs points de mesure sont disponibles sur un tronçon, celui considéré comme le plus représentatif est choisi.

Il est à noter que débits et taux d'occupation ne sont pas toujours mesurés au même endroit, en particulier sur les tronçons à voies multiples. Dans ce dernier cas en effet, les débits sont mesurés en utilisant des matrices de boucles considérées comme représentatives, soit sur une boucle située ailleurs dans le tronçon. C'est la position de cette dernière dans le tronçon qui est d'ailleurs critique, la mesure du débit dépendant peu de l'endroit où il est mesuré.

Les périodes d'intégration utilisées vont du quart d'heure à l'heure, les résultats étant d'autant plus fiables que la période d'intégration est longue. Le temps de parcours libre t_{l_i} a été pris en utilisant comme vitesse correspondante la vitesse de coordination définie dans la commande des feux.

Le nombre maximum de véhicules que peut contenir chaque zone est calculé géométriquement sur plan en tenant compte de la longueur de la zone, du nombre de voies de circulation, de la longueur moyenne des véhicules et de leur espacement minimum.

5.3.3.3 Problèmes de précision

La question de la précision de l'estimation du temps de parcours par l'indicateur BRP doit être analysée de plusieurs points de vue, qui sont autant de causes possibles d'imprécision.

La précision des mesures

Le problème, purement technique, est celui de la précision de la mesure faite par des capteurs à boucle. Il ne semble pas le plus important, même si la boucle ne fournit pas des informations d'une grande précision.

La présence de capteurs hors service peut en revanche perturber considérablement la qualité de l'estimation, notamment si une proportion importante de boucles est inopérante sur un secteur critique.

De ce point de vue, la prise en compte d'une proportion de boucles hors service dans le calcul de performance doit être accompagnée d'hypothèses sur la répartition géographique de ces boucles : si un tronçon particulièrement critique et connaissant des variations importantes de temps de parcours est touché, la panne d'une station unique peut compromettre les performances de l'estimation sur l'ensemble d'un itinéraire.

Il est de plus difficile de « sécuriser » les stations critiques, les pannes (transmissions, coupures de câbles...) touchant souvent l'ensemble des capteurs d'un tronçon.

L'incomplétude de l'information

L'indicateur BRP repose sur une extrapolation spatiale de données recueillies ponctuellement : une station de mesure est ainsi considérée comme représentative de toute la zone qui l'entoure.

Du point de vue du débit, une représentativité parfaite exigerait une station de mesure par tronçon.

Du point de vue du taux d'occupation, s'il est à peu près clair que celui-ci n'évolue pas indépendamment à chaque point d'un tronçon, il est également vrai que la représentativité d'un point quelconque n'est pas absolue et qu'elle est sensible à différents paramètres (durée de rouge du feu aval, niveau de la demande) qui jouent sur la variation de la longueur de file d'attente. Ceci est encore plus vrai sur des itinéraires où existent de nombreux carrefours sans feu : les files d'attente n'ayant alors pas de régularité, une très grande densité de points de mesure serait nécessaire pour une bonne estimation de la densité spatiale du trafic.

Pour des raisons de budget, ou simplement de faisabilité de la maintenance, il est évidemment nécessaire de limiter le nombre de stations de mesure. La stratégie de choix des points d'implantation est alors très importante (voir paragraphe suivant), mais, en tout état de cause, la précision d'estimation ne peut que s'en ressentir.

La formule d'estimation

La façon dont la formule d'estimation est identifiée par ses conditions aux limites introduit une erreur d'estimation en circulation fluide. Le temps de parcours moyen individuel sur un tronçon est en effet estimé par :

$$t_i = tl_i \times (1 - TO_i) + \frac{N_{max} \times TO_i}{Q_i}$$

Lorsque TO_i tend vers 1, le temps de parcours tend vers l'infini, ce qui est normal. En revanche, lorsque TO_i tend vers 0, le rapport $\frac{TO_i}{Q_i}$ ne tend pas vers 0 (on démontre qu'il tend vers $(L + l)/V_i^{max}$, où L est la longueur supposée constante des véhicules, l la longueur de la boucle et

V_i^{max} la vitesse libre des véhicules). Le temps de parcours ne tend ainsi pas vers le temps de parcours libre tl_i . Ceci explique que l'indicateur soit peu performant en circulation fluide et que son domaine de validité soit limité aux trafics denses, comme cela a été vérifié expérimentalement.

La nature de la variable estimée

Le temps de parcours estimé par l'indicateur BRP est un temps de parcours moyen. Pour que cette moyenne ait un sens, il est nécessaire que la distribution des temps de parcours réellement observés sur le terrain soit suffisamment régulière. Or l'expérience montre que sur des itinéraires comportant des carrefours sans feu avec des mouvements tournants importants, dans les zones où le stationnement sauvage est fréquent, dans les zones où la distance entre carrefours à feux est importante, la dispersion des temps de parcours est telle que la notion même de moyenne n'a guère de sens (distribution quasi uniforme des temps de parcours). Il est clair que dans ces conditions toute estimation est vouée à l'échec. C'est la raison pour laquelle, avant toute mise en place d'un système d'estimation, il est nécessaire de classifier les itinéraires en mettant à part ceux sur lesquels l'estimation n'est pas possible.

5.4 Mesure des temps de parcours individuels à partir de la date de passage

La mesure directe de temps de parcours à partir de relevés de passage de véhicules est maintenant possible non seulement pour des expérimentations, mais pour construire des systèmes opérationnels pérennes. En effet, les systèmes d'identification des véhicules se sont démocratisés ces dernières années. On dispose actuellement des méthodes suivantes pour dater le passage d'un véhicule en un point :

- utilisation de caméras vidéo couplées avec des systèmes automatiques de lecture de plaque. Ces systèmes sont utilisés au moins dans la vallée de l'Oisans, en Isère. Le très bon taux d'identification des véhicules (70 % de bonnes lectures environ) permet de disposer de suffisamment de temps de parcours individuels pour pouvoir réaliser des traitements ;
- utilisation de boucles électromagnétiques capables d'identifier la signature du signal généré par un véhicule. Ce système est en cours de déploiement opérationnel ;
- utilisation de capteurs de signaux de télébadges, y compris en dehors du réseau autoroutier.

Le premier de ces dispositifs est très efficace, car son bon taux d'identification des véhicules permet d'avoir un échantillon large. Ainsi, même si une partie des véhicules a un comportement anormal (arrêts, détours...) l'échantillon restant est suffisant pour pouvoir actualiser les temps de parcours moyens qui seront affichés.

5.5 Utilisation du temps de parcours pour la valorisation économique

Les rapports dits « Boiteux », du nom de leur auteur, ont fourni des valeurs en euros des temps de parcours, que ce soit en urbain ou en interurbain, pour des véhicules particuliers ou pour des véhicules de transport de marchandises. Ainsi, par exemple, en urbain, il est prescrit de considérer qu'une heure de temps perdu dans les embouteillages peut être valorisé à 11 € environ (valeur 2009). Le calcul du retard total avec et sans système d'exploitation permet alors de monétariser les gains pour la collectivité de la mise en place de ce système.

5.6 Autres méthodes, perspectives

Les possibilités qui commencent à apparaître de suivi individuel de véhicules traceurs ouvrent des perspectives très intéressantes en matière d'estimation de temps de parcours, l'intérêt étant d'avoir accès à des mesures directes.

Les méthodes qui se développent sont basées sur le suivi de téléphones portables (système GSM) ou le suivi de dispositifs de localisation par satellite (système GPS). Si le premier système est extrêmement répandu, la précision de sa localisation géographique est en revanche une limite. La précision des dispositifs GPS, ainsi que leur progressive popularisation, conduisent à penser que ce système sera prochainement opérationnel. La difficulté est cependant de garantir une représentativité suffisante des mesures faites vis-à-vis des temps de parcours réels ; ceci pose des problèmes statistiques qui sortent du champ de cet ouvrage.

Des méthodes mixtes combinant mesure de temps de parcours réels et estimation à partir des données de trafic existent également, mais là encore les théories sur lesquelles elles sont fondées dépassent le cadre d'un ouvrage consacré aux outils simples de théorie du trafic. Le lecteur intéressé pourra se reporter à la bibliographie fournie.

6. Analyse d'un réseau

6.1 Introduction

Les éléments de théorie évoqués jusqu'à présent permettent l'analyse d'un segment de route, voire d'un itinéraire si les échanges n'y sont pas trop importants. Ce sont donc avant tout des outils d'analyse locale, ou d'analyse d'itinéraires particuliers où les échanges sont nuls (tunnels...) ou peu importants (vallées alpines...). En présence d'un réseau, c'est-à-dire dès qu'il est possible d'utiliser plusieurs chemins pour aller d'un point à un autre, une dimension supplémentaire apparaît : celle de la répartition des flux entre les itinéraires. Il est donc nécessaire de se doter des moyens de mesurer et de décrire cette répartition, et de la modéliser.

6.2 Description de la répartition des flux

La façon la plus simple de décrire le comportement du trafic aux noeuds consiste à utiliser la notion de pourcentage directionnel, c'est-à-dire à caractériser la proportion d'usagers allant d'une entrée du noeud à chacune des sorties. Ces pourcentages directionnels, bien qu'encore inaccessibles à la mesure automatique, présentent l'avantage d'être faciles à mesurer par enquête sur le terrain. Ils ont en revanche l'inconvénient de donner une information purement locale. Dans certains cas, cette information peut être suffisante : sur une sortie d'autoroute par exemple, le pourcentage de trafic sortant peut donner une idée d'un taux de délestage. Sur un réseau véritablement maillé en revanche, la connaissance des pourcentages directionnels ne donne guère d'information sur le fonctionnement du réseau.

On utilise pourtant, comme description approximative d'itinéraires ou de portions d'itinéraires, des produits de pourcentages directionnels. L'hypothèse implicite est alors que ces pourcentages sont indépendants d'un noeud à l'autre, ce qui est évidemment faux comme le montre l'exemple de la figure suivante :

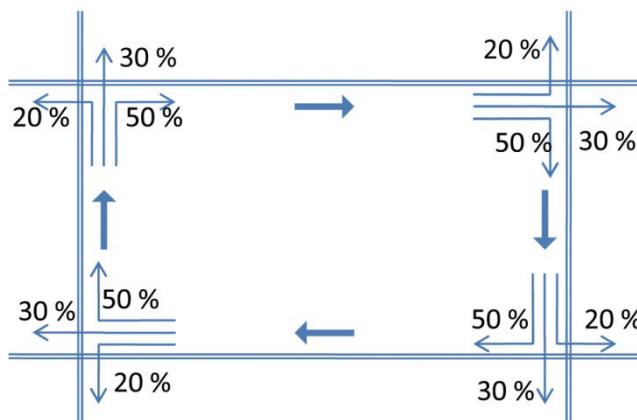


Figure 6-1 : exemple d'un réseau dont les routes sont décrites par des pourcentages directionnels. Sur cet exemple, on voit que faire le produit des pourcentages directionnels revient à considérer que 1/16 du trafic issu de l'un des tronçons du réseau fait au moins un tour complet, ce qui est à l'évidence faux !

Pour décrire plus rigoureusement les mouvements aux noeuds, il est nécessaire de tenir compte de la destination finale des véhicules. Ceci implique de connaître sur chaque tronçon du réseau la proportion des usagers se dirigeant vers chaque destination possible. Pour ce faire, on définit des coefficients d'affectation qui donnent, pour chaque destination finale, la ou les sorties du carrefour qui seront utilisées (si plusieurs sorties sont utilisées, les coefficients permettent de connaître les répartitions entre ces sorties). Ces coefficients ne sont évidemment pas mesurables sur le terrain mais peuvent être produits par le calcul.

Ces variables permettent de décrire les mouvements tournants aux points d'échange du réseau, ce qui reste une description locale. Cette description peut être suffisante, par exemple pour calculer une synchronisation des feux. Pour agir sur la répartition des flux, ou pour comprendre de quelle façon se fait cette répartition, il faut en revanche avoir un modèle global de la répartition de ces flux sur le réseau, à partir de la connaissance des origines-destinations. C'est le rôle des modèles d'affectation.

6.3 L'affectation du trafic

6.3.1 Le cas statique

C'est le cas le plus simple, où la demande est considérée comme constante à l'entrée du réseau et où l'ensemble des conditions de trafic est stationnaire (à noter immédiatement que ceci ne permet pas de représenter les situations de congestion, qui sont des situations éminemment dynamiques).

Dans ces conditions, on fait en général l'hypothèse que le trafic suit le principe dit de Wardrop :

« Les usagers ont une connaissance parfaite du réseau. Ils se répartissent donc sur celui-ci de façon à ce qu'aucun d'entre eux n'ait individuellement intérêt à changer d'itinéraire ».

Ce principe, appelé également principe d'équilibre usager, peut se formuler également comme :

« À l'équilibre, tous les chemins effectivement utilisés pour aller d'une origine à une destination ont un coût égal et minimum (tous les chemins non utilisés ont un coût supérieur) ».

À partir de ce principe, il est possible de calculer relativement simplement, étant donné une matrice de demande origine-destination, les flux sur chaque arc du réseau, lorsqu'il n'y a pas de congestion.

La définition de la notion de coût est très importante dans l'énoncé ce principe. Souvent, le coût utilisé est exclusivement le temps de parcours. Il est cependant possible de généraliser le raisonnement à une forme de coût quelconque. L'exemple le plus simple est celui de deux itinéraires concurrents dont l'un est gratuit et l'autre à péage. Si l'on donne une valeur monétaire au temps, on peut calculer un coût global d'acheminement intégrant le temps passé et le péage acquitté. À l'équilibre usagers, on doit obtenir entre les deux itinéraires une différence de temps de parcours dont l'équivalent monétaire est égal au prix du péage (ceci peut d'ailleurs, connaissant les temps de parcours, permettre une estimation de la valeur du temps pour les usagers).

Il faut noter que cette situation d'équilibre n'est en aucun cas un optimum global de fonctionnement du réseau, où le temps total passé par l'ensemble des usagers serait minimum. L'optimum de fonctionnement du réseau est atteint lorsque la somme des coûts individuels est minimale, alors que l'équilibre de Wardrop est atteint lorsque tous les chemins sont de coût minimal. On sait que la somme des minima n'est que rarement égale au minimum de la somme.

6.3.2 Le cas stationnaire

C'est le cas où la demande varie mais de manière très progressive, par paliers. On peut alors simplifier en considérant que chaque palier de demande, pris isolément, correspond à une situation statique telle que définie ci-dessus. Les périodes transitoires sont alors mal reproduites.

Encadré P cas d'une origine et d'une destination reliées par deux itinéraires

Étudions le cas présenté sur la figure suivante : une origine O et une destination D sont reliées par deux chemins possibles dont l'un, où le temps de parcours hors congestion est T_1 , possède une capacité d'écoulement limitée C . Sur l'autre chemin, le temps de parcours est $T_2 > T_1$.

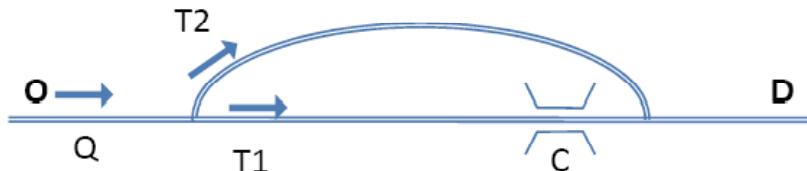


Figure 6-2 : exemple de deux itinéraires reliant une origine à une destination. L'itinéraire le plus court (temps de parcours T_1) a une restriction de capacité.

Soit à affecter un flux $Q > C$. Après une période transitoire qui conduit à un état stationnaire, le principe de Wardrop veut qu'à l'équilibre usager, on observe sur le chemin 1 une file d'attente telle que le temps passé dans cette file soit égal à $T_2 - T_1$.

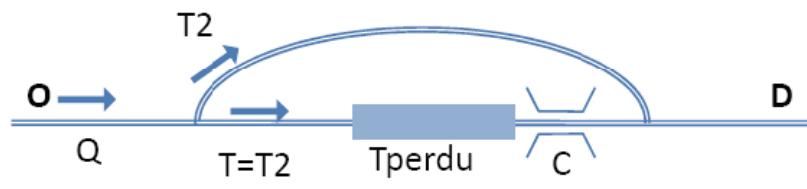


Figure 6-3 : exemple de deux itinéraires reliant une origine à une destination. Situation d'équilibre au sens de Wardrop si la demande totale Q est supérieure à la capacité C de l'itinéraire le plus court : une file d'attente s'installe sur le chemin le plus court, le débit qui s'écoule sur cet itinéraire est égal à sa capacité, mais la file d'attente a une longueur telle que les temps de parcours sur l'itinéraire 1 et 2 sont égaux.

Le débit sur le chemin 1 est égal à C , sur le chemin 2 à $Q - C$. Le temps total passé par unité de temps sur chacun des chemins est égal au produit du nombre de véhicules qui les ont empruntés, c'est-à-dire au débit, par le temps que chacun y a passé, c'est à dire le temps de parcours. Sur l'ensemble des deux chemins, le temps total passé par unité de temps est donc :

$$TPTot = C \times (T_1 + (T_2 - T_1)) + (Q - C) \times T_2 = Q \times T_2$$

L'optimum global consisterait à ne pas laisser pénétrer sur le chemin 1 plus d'usagers qu'il ne peut s'en écouter, c'est-à-dire à ne pas laisser se former de file d'attente (les flux à l'état stationnaire seraient au demeurant les mêmes). Le temps total passé serait alors :

$$TPTot' = C \times T_1 + (Q - C) \times T_2 = < TPTot$$

Le coût total est inférieur, mais les usagers utilisant le chemin 2 sont nettement désavantagés.

Cet exemple simple montre bien quel peut être l'enjeu d'une bonne exploitation de réseau : l'équilibre, qui correspond aussi à un optimum individuel, est la tendance naturelle du trafic. L'optimum global est l'objectif de l'exploitant.

On voit également apparaître sur cet exemple simpliste comment le péage peut être un instrument d'exploitation du trafic : si l'on introduit sur le chemin 1 un péage égal à la valeur du temps $T_2 - T_1$ pour les usagers, on peut faire coïncider l'optimum individuel et l'optimum global, le temps perdu en file d'attente étant remplacé par un péage.

6.3.3 Le cas dynamique

Dans le cas dynamique, c'est-à-dire lorsque la demande est variable dans le temps (ce qui est malheureusement le cas général dans la réalité !) les choses sont plus compliquées. Il est possible d'étendre le principe de Wardrop au cas où la demande varie de façon régulière d'un jour à l'autre, mais les calculs pour résoudre les modèles correspondants sont d'une grande complexité (une abondante littérature scientifique existe sur le sujet). Dans le cas de variations non régulières de la demande, il n'existe guère de principes auxquels se raccrocher.

Le problème de l'affectation dynamique prend pourtant aujourd'hui une importance considérable, car il est au cœur du fonctionnement de tous les systèmes d'information routière qui se développent rapidement. Bien utiliser ces systèmes pour améliorer le fonctionnement d'un réseau implique de bien comprendre et de savoir prévoir comment les usagers utilisent ces systèmes pour choisir leur itinéraire, et donc comment se répartissent les flux en présence d'information routière. La question de l'affectation dynamique pose ainsi une multitude de problèmes, de natures variées :

- des problèmes de connaissance ou de compréhension des mécanismes de choix d'itinéraires et de répartition des flux ;
- des problèmes théoriques liés à la résolution des modèles (existence et unicité des solutions, convergence des algorithmes...) ;
- des problèmes informatiques liés à la lourdeur des heuristiques et des algorithmes de résolution ;
- des problèmes opérationnels liés au recueil de l'information nécessaire pour alimenter les modèles (matrices origine-destination dynamiques...).

6.4 La connaissance des matrices origine – destination

L'une des grandes difficultés de l'analyse des réseaux réside dans la quasi impossibilité d'avoir une bonne connaissance des matrices origine-destination, c'est-à-dire des flux allant de chaque entrée à chaque sortie du réseau. Le seul cas où cette connaissance est accessible est celui des autoroutes concédées où cette matrice peut parfois (pas toujours) être mesurée de façon quasi exacte. Encore faut-il penser qu'il peut exister, selon l'échelle de temps considérée, des puits et des sources de trafic internes au réseau : à l'échelle de quelques heures par exemple, les aires de service et de repos des autoroutes peuvent absorber ou injecter du trafic sur l'autoroute, ce qui n'est globalement plus vrai sur une période de 24 heures.

Dans le cas général, la connaissance des matrices origine-destination repose essentiellement sur des résultats d'enquête, croisant en général plusieurs types d'enquêtes : enquête cordon, enquête ménage, sondage, etc. Ces données présentent alors de multiples défauts :

- compte tenu du coût des enquêtes, elles sont rarement mises à jour ;
- elles ne concernent en général qu'un type de jour et qu'une seule période de la journée (pointe du matin ou du soir) et privilégient fortement les déplacements domicile-travail ;
- elles font le plus souvent référence à des zones du réseau et non à des entrées ou sorties, et demandent donc pour être utilisées un travail d'affectation à ces entrées et sorties qui ne peut être qu'approximatif.

Tout ceci rend ces données, très utiles pour la planification, extrêmement imprécises et difficilement utilisables dans un contexte d'exploitation. Des méthodes d'ajustement et de redressement existent, permettant notamment de corriger ces données en utilisant la mesure des flux sur les arcs du réseau, mais elles ne sont guère convaincantes. C'est la raison pour laquelle les ambitions de l'analyse du trafic sur un réseau entier sont nécessairement limitées. Plutôt que d'utiliser des données à la fiabilité incertaine, il est ainsi souvent préférable de faire quelques hypothèses résolument simplificatrices permettant le calcul. On peut par exemple privilégier une origine-destination considérée comme dominante et ne considérer les autres que comme un fond de trafic uniforme, ou simplifier le réseau en ne considérant pas certaines mailles : ceci a un sens par exemple pour modéliser un anneau de voies rapides entourant une ville, comme le montre l'exemple suivant.

Encadré Q analyse d'un anneau de voies rapides et de l'impact possible d'un PMV
Le réseau étudié

Il se compose d'un anneau de voies rapides (dont seule une direction sera considérée) avec une entrée principale $E0$, une sortie principale S , et quelques entrées secondaires qui sont ici regroupées en $E1$. On négligera la distance entre les entrées $E0$ et $E1$, que l'on supposera toutes deux voisines d'un point E . La distance entre E et S est de 15 km par la branche ouest et de 35 km par la branche est. On peut considérer ce réseau comme une approximation très grossière de l'ensemble des autoroutes A6, A7 et A346 autour de Lyon. Le débit entrant sur l'entrée principale $E0$ est en permanence égal à 3 000 $\text{véh}/\text{h}$, tandis que les entrées secondaires supportent globalement un débit constant de 2 000 $\text{véh}/\text{h}$. Le débit total à écouler est donc $Q_{ini} = 5\,000 \text{ véh}/\text{h}$. La capacité d'écoulement de toutes les branches est uniformément égale à $Q_{max} = 6\,000 \text{ véh}/\text{h}$ (ce qui veut dire qu'il y a trois voies de circulation partout). La vitesse des véhicules est uniformément égale à $V_{max} = 100 \text{ km}/\text{h}$ lorsqu'il n'y a pas de congestion. À cette vitesse, il faut 9 minutes pour aller de E à S par la branche ouest, et 21 minutes par la branche est qui représente un détours de 20 km. On considérera donc dans un premier temps que tous les usagers utilisent la branche ouest pour faire ce trajet, sachant qu'en tout état de cause seuls ceux entrant en $E0$ ont le choix.

On suppose enfin qu'à l'instant $t = 0$ un incident se produit au voisinage immédiat de S , au point marqué d'une flèche sur le plan du réseau. Cet incident, dont la durée est égale à une heure, peut être par exemple une collision entre deux véhicules. On suppose que pendant toute sa durée, la capacité d'écoulement en ce point est limitée à $Q_b = 2\,500 \text{ véh}/\text{h}$ (deux voies sont neutralisées et la bande d'arrêt d'urgence est utilisée à vitesse très faible). Elle reprend ensuite sa valeur initiale de 6 000 $\text{véh}/\text{h}$.

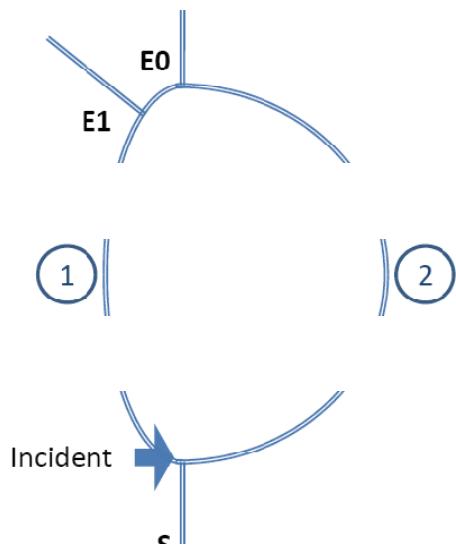


Figure 6–4 : schéma du réseau des voies rapides autour de Lyon. L'itinéraire 1 représente environ 15 kilomètres, alors que l'itinéraire 2 représente environ 35 km. Le temps de parcours de $E0$ à S en passant par l'itinéraire 1 est de 9 minutes, de 21 minutes en passant par l'itinéraire 2. À $t = 0$, un incident se produit au point marqué d'une flèche, qui limite pendant une heure la capacité à 2 500 $\text{véh}/\text{h}$ au lieu de 6 000 $\text{véh}/\text{h}$ habituellement.

Analyse du bouchon dû à l'incident

Le schéma de la demande et du débit cumulés en S est le suivant :

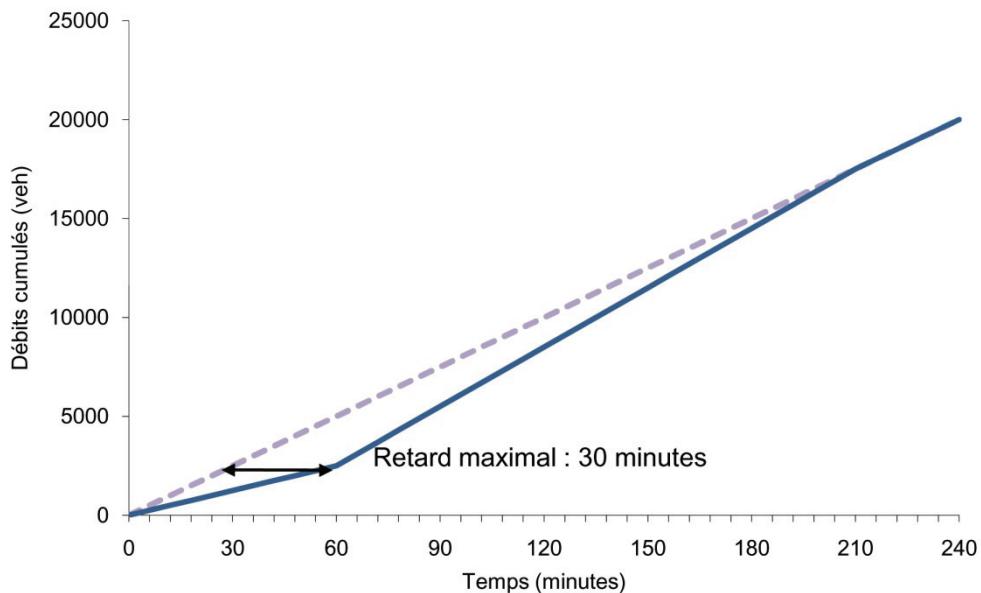


Figure 6–5 : schéma des débits cumulés au point S sans délestage par la branche est. En pointillés, la demande cumulée qui est constante et dont la pente vaut $5\ 000 \text{ v}\text{eh}/\text{h}$, en traits pleins le débit cumulé dont la pente vaut initialement $2\ 500 \text{ v}\text{eh}/\text{h}$ (capacité résiduelle au droit de l'incident), puis $6\ 000 \text{ v}\text{eh}/\text{h}$, jusqu'à $t = 210$ minutes, instant à partir duquel la file d'attente a disparu.

On voit (et on peut vérifier par le calcul) que la durée totale du bouchon est de 210 minutes.

On peut également calculer le retard maximal subi par un véhicule, qui est donné par la distance horizontale maximale entre les deux courbes. Ce retard est de 30 minutes. Cette valeur est à rapprocher des 12 minutes que coûte, à vitesse libre, le détour par la branche est : un délestage est pleinement justifié.

Analyse d'un délestage

On suppose maintenant qu'un panneau à message variable (PMV) est placé à l'entrée $E0$ et indique, dès l'origine, la présence de l'incident et dissuade la totalité des usagers d'emprunter la branche ouest. Seuls continuent à emprunter cette branche les usagers entrant en $E1$. On suppose que le panneau reste allumé jusqu'à ce que l'incident ait disparu et que le bouchon éventuel se soit dissipé.

La demande en S présente alors l'allure suivante :

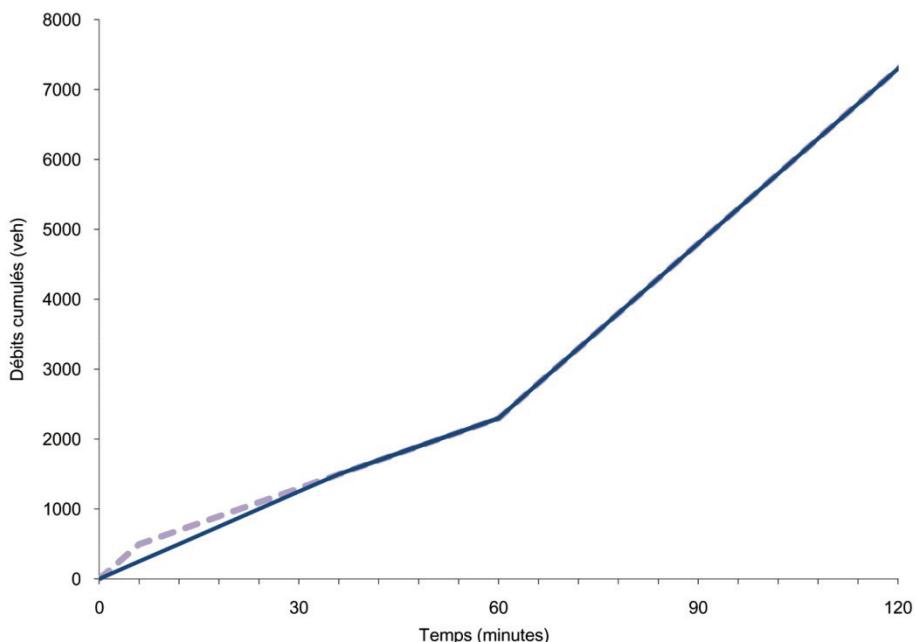


Figure 6–6 : schéma des débits cumulés au point S avec un délestage de tous les véhicules entrant en $E0$ par la branche est. En pointillés la demande cumulée dont la pente vaut $5\ 000 \text{ v}\text{é}\text{h}/\text{h}$ initialement et passe rapidement à $2\ 000 \text{ v}\text{é}\text{h}/\text{h}$ (demande en $E1$), en traits pleins le débit cumulé dont la pente vaut initialement $2\ 500 \text{ v}\text{é}\text{h}/\text{h}$ (capacité résiduelle au droit de l'incident), puis $2\ 000 \text{ v}\text{é}\text{h}/\text{h}$, jusqu'à $t = 60$ minutes, instant à partir duquel l'incident a disparu et où le délestage est arrêté.

Le bouchon dans ce cas est uniquement dû aux véhicules déjà engagés sur la branche Ouest avant le début de l'incident. Une fois le panneau allumé, la demande devient inférieure à la capacité résiduelle, et le bouchon se résorbe avant même la fin de l'incident. Il est clair en revanche que ceci n'est pas réaliste, car les usagers qui ont suivi les indications du PMV sont pénalisés. Si l'on imagine que cet incident est répétitif, on peut penser qu'une forme d'équilibre va se réaliser par un délestage partiel, une partie seulement des usagers tenant compte du message du PMV et réorientant leur itinéraire. Il s'agit donc de déterminer le taux de délestage qui aboutirait à un retard maximum égal à la durée du détour par l'est, c'est-à-dire 12 minutes.

Avec un taux de délestage α tel que le bouchon ne se résorbe pas avant la fin de l'incident (dans le cas contraire le retard serait toujours inférieur au détour par l'est), l'allure générale des courbes de demande et de débit cumulé est présentée sur la figure ci-dessous.

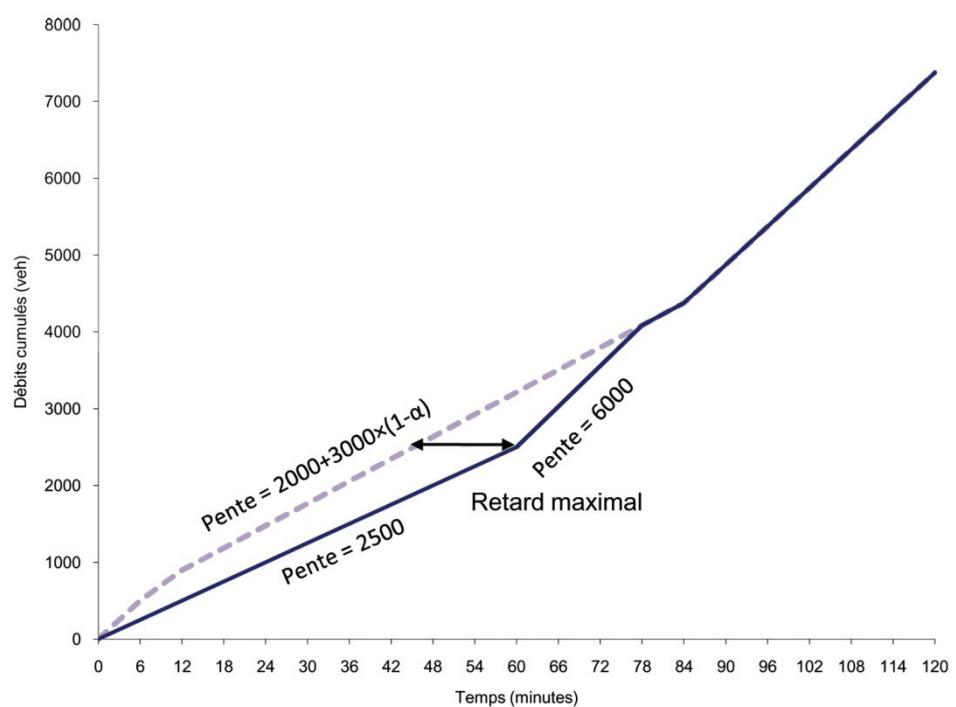


Figure 6–7 : schéma des débits cumulés au point *S* avec un délestage d'une partie des véhicules entrant en *E0* par l'itinéraire est.

On peut calculer que la valeur de retard maximale égale à 12 minutes est obtenue pour un taux de délestage voisin de $\alpha = 0,23$. L'équilibre usager serait atteint si environ 23 % des usagers utilisaient l'itinéraire de délestage. On voit donc que dans ces conditions et avec des usagers habitués, en présence d'incidents répétitifs et de même gravité signalés par le PMV, on peut s'attendre à un délestage de 20 à 25 % des usagers.

7. Calculs d'évolution spatiale et temporelle des congestions

7.1 Équations de conservation

Tout au long de ce manuel, nous avons ignoré (ou feint d'ignorer) que le trafic routier est non seulement un problème pratique, mais également une question que les mathématiciens ont abordée au cours des trente dernières années comme un problème soluble par une branche particulière des mathématiques appliquées : les équations hyperboliques de conservation. Il nous suffit de savoir ici à propos de cette branche des mathématiques que son formalisme permet de prédire l'évolution d'une quantité conservée sous l'influence d'une fonction de flux.

Dans le cas présent, la quantité conservée est naturellement le nombre de véhicules. Considérons le nombre de véhicules présents sur un tronçon de route de longueur L donnée comprise entre les points x_1 et x_2 . Entre les instants t_1 et t_2 , séparés par une durée T , le nombre de véhicules présents évolue sous l'influence du nombre de véhicules entrés en amont (en x_1) et sortis en aval (en x_2) entre ces instants :

$$N_{\text{présents}}([x_1, x_2], t_2) = N_{\text{présents}}([x_1, x_2], t_1) + N_{\text{entrants}}(x_1, [t_1, t_2]) - N_{\text{sortants}}(x_2, [t_1, t_2])$$

C'est ce qu'illustre la figure suivante :

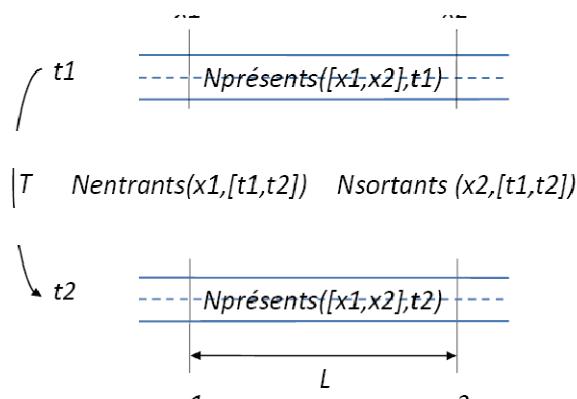


Figure 7-1 : évolution au cours du temps (période de durée T comprise entre les instants t_1 et t_2) du nombre de véhicules présents sur un tronçon de route de longueur L compris entre les points x_1 et x_2 (la figure illustre le cas de deux voies dans un sens).

L'équation ci-dessus peut être réécrite en termes de concentration et de débit en se souvenant que :

- la concentration est le nombre de véhicules présents à un instant sur un tronçon divisé par la longueur de ce tronçon : $K([x_1, x_2], t) = N_{\text{présents}}([x_1, x_2], t)/L$
- le débit est le nombre de véhicules passant en un point pendant une période divisée par la durée de cette période : $Q(x, [t_1, t_2]) = N_{\text{passants}}(x, [t_1, t_2])/T$

On en déduit :

$$K([x_1, x_2], t_2) = K([x_1, x_2], t_1) + \frac{T}{L} \times (Q(x_1, [t_1, t_2]) - Q(x_2, [t_1, t_2]))$$

Cette formulation peut être remplacée par une formulation continue qui est l'équation de conservation du trafic :

$$\frac{\partial K(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(K(x, t))}{\partial x} = 0$$

La fonction de flux $Q(x, t) = Q(K, x, t)$ est dans notre cas le diagramme fondamental qui associe à une concentration $K(x, t)$ un débit $Q(x, t)$. Le lecteur pourra se reporter au chapitre 2 pour retrouver les considérations phénoménologiques qui conduisent à la forme du diagramme fondamental.

Le diagramme fondamental est donc la fonction de flux du trafic routier. Ce diagramme décrit des points de fonctionnement à l'équilibre, c'est-à-dire lorsque la situation est stable à la fois en concentration, en pourcentage de poids lourds, en termes de répartition des véhicules sur les différentes voies...

Il est important de rappeler ici que les couples de points (K^i, Q^i) relevés par les boucles électromagnétiques couramment utilisés pour établir le diagramme fondamental peuvent ne pas être relevés pendant des périodes stables. En particulier, lorsque la congestion s'installe au point de la route sur lequel est placée la boucle, la période transitoire est plus courte que la période pendant laquelle sont mesurées les valeurs moyennes.

C'est pourquoi, dans la mesure où le diagramme fondamental utilisé dans la suite de ce chapitre est destiné à calculer des évolutions spatio-temporelles, nous recommandons d'utiliser une méthode d'estimation du diagramme qui repose sur l'analyse des dates d'apparition de congestion sur plusieurs boucles consécutives.

Par ailleurs, pour que les calculs ci-après aient une solution unique, il faut que le diagramme fondamental ait une forme concave (c'est-à-dire que la corde entre deux points quelconques du diagramme soit toujours située en dessous du diagramme). Il n'y a pas de contrainte en termes de continuité ou de dérivabilité du diagramme fondamental.

Nous allons maintenant utiliser cette équation de conservation des véhicules pour calculer l'évolution spatio-temporelle des files d'attente dans différentes situations courantes.

7.2 Calcul de vitesse de remontée de file d'attente

La partie supérieure de la figure ci-dessous illustre le cas de la remontée d'une file d'attente. Cette figure représente une route sans entrée ni sortie intermédiaire avec, en un point donné p , situé près de son extrémité aval, une diminution de la capacité soit permanente (tunnel, diminution du nombre de voies...), soit provisoire (péage en sous-capacité, véhicule arrêté sur une voie, accident...).

Notons Q_a la capacité de la route à cet endroit. Deux situations peuvent se produire :

- si la demande Q_b est supérieure à Q_a , une file d'attente s'installera en amont de p ;
- si, au contraire, la demande Q_c en entrée de la route est inférieure à Q_a , alors il n'y aura pas de file d'attente et le régime sera partout le régime fluide c : (Q_c, K_c) , avec $K_c < K_f$.

Supposons ici que cette route soit soumise à une demande constante $Q_b > Q_a$, une file d'attente va se produire. Cette file d'attente va s'allonger par son extrémité amont. Son extrémité aval sera en permanence fixée au point p jusqu'à ce qu'éventuellement la capacité soit rétablie ou que la demande en amont chute en dessous de la capacité. En aval de p le débit sera partout égal à Q_a et le régime sera fluide. C'est donc le régime f : (Q_a, K_f) qui régnera en tout point aval à p .

Nous allons maintenant calculer la vitesse à laquelle la file d'attente « remonte » le sens d'écoulement du trafic.

Examinons tout d'abord la situation à l'instant t où la file d'attente atteint le point de coordonnée x . En aval de x , le débit est contraint à Q_a par la restriction de capacité située au point p . La concentration en aval de x correspond donc à la valeur du débit Q_a en congestion (partie décroissante du diagramme fondamental de la figure) et vaut donc K_a . Comme nous nous plaçons à l'instant t exact auquel la file d'attente atteint le point x , en amont de ce point la concentration vaut K_b , c'est-à-dire qu'elle correspond à la demande Q_b .

Notons $N(x - L \rightarrow x, t)$ le nombre de véhicules présents à l'instant t sur une portion de longueur L comprise entre $x - L$ et x . On a : $N(x - L \rightarrow x, t) = L \times K_b$, puisque le régime b : (Q_b, K_b) règne partout en amont de x .

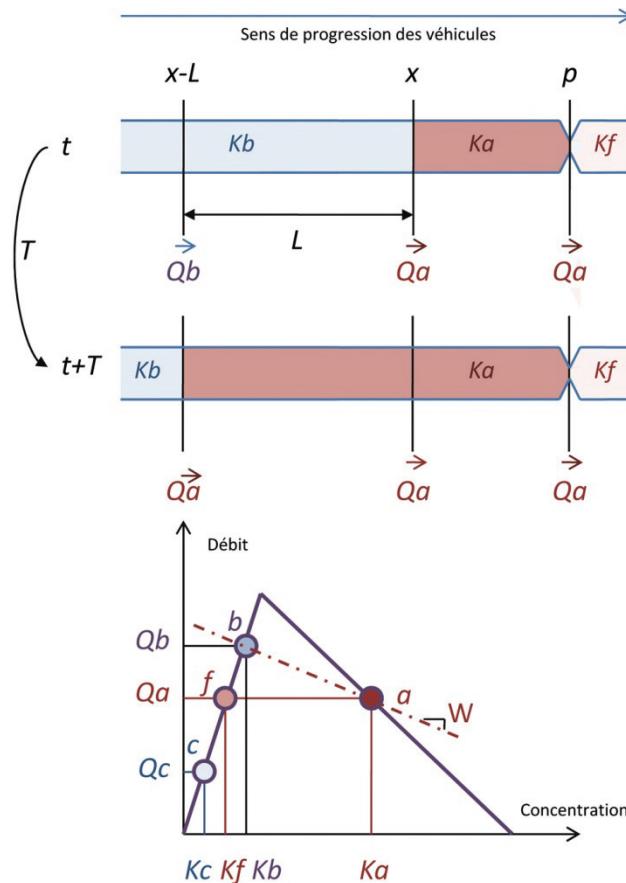


Figure 7-2 : calcul de file d'attente en amont d'une chute de capacité.

En haut : état à deux instants successifs t et $t + T$ d'une file d'attente si la demande Q_b à l'entrée de la voie est supérieure à la capacité Q_a de la voie en un point de restriction p .

En bas : diagramme fondamental correspondant à cette voie avec quatre régimes :

- régime c : (Q_c, K_c) pour lequel il n'y a jamais de congestion (puisque $Q_c < Q_a$),
- régime b : (Q_b, K_b) fluide en amont de la file d'attente avec demande $Q_b > Q_a$ et pour lequel il y aura création d'une file d'attente,
- régime f : (Q_a, K_f) fluide, pour lequel le débit est égal à la capacité de la restriction (Q_a), et qui s'installe en aval de cette restriction ;
- enfin, régime a : (Q_a, K_a) , qui est le régime congestionné prévalant dans la file d'attente.

Plaçons-nous maintenant à l'instant $t + T$ exact auquel la file d'attente atteint le point $x - L$.

Le même raisonnement que ci-dessus s'applique en ce point qui sépare un régime fluide installé en amont caractérisé par une concentration K_b d'un régime en aval caractérisé par une concentration K_a . On a donc :

$N(x - L \rightarrow x, t + T) = L \times K_a$, puisqu'à $t + T$ le régime congestionné a : (Q_a, K_a) est partout présent entre $x - L$ et x .

Entre t et $t + T$, le débit qui est passé en x vaut Q_a et le débit qui est passé en $x - L$ vaut Q_b .

En vertu de l'équation de conservation définie ci-dessus, nous avons :

$$N(x - L \rightarrow x, t + T) = N(x - L \rightarrow x, t) + NE(x - L, t \rightarrow t + T) - NS(x, t \rightarrow t + T)$$

avec :

- $NE(x - L, t \rightarrow t + T) = T \times Q_b$
- $NS(x, t \rightarrow t + T) = T \times Q_a$.

On en déduit :

$$L \times K_a = L \times K_b + T \times Q_b - T \times Q_a$$

$$L \times (K_a - K_b) = T \times (Q_b - Q_a)$$

La vitesse de la progression de la file d'attente vers l'amont se calcule comme le rapport entre la longueur parcourue L et la durée T de temps nécessaire :

$$W = \frac{-L}{T} = \frac{Q_a - Q_b}{K_a - K_b}$$

Cette vitesse se représente sur la partie inférieure de la *Figure 7-2* comme la pente de la droite séparant les deux points de fonctionnement a et b .

Si on souhaite représenter l'évolution de la file d'attente dans le plan (x, t) , la vitesse de remontée de l'onde de choc déterminée ci-dessus est très utile. La figure suivante représente cette évolution spatio-temporelle.

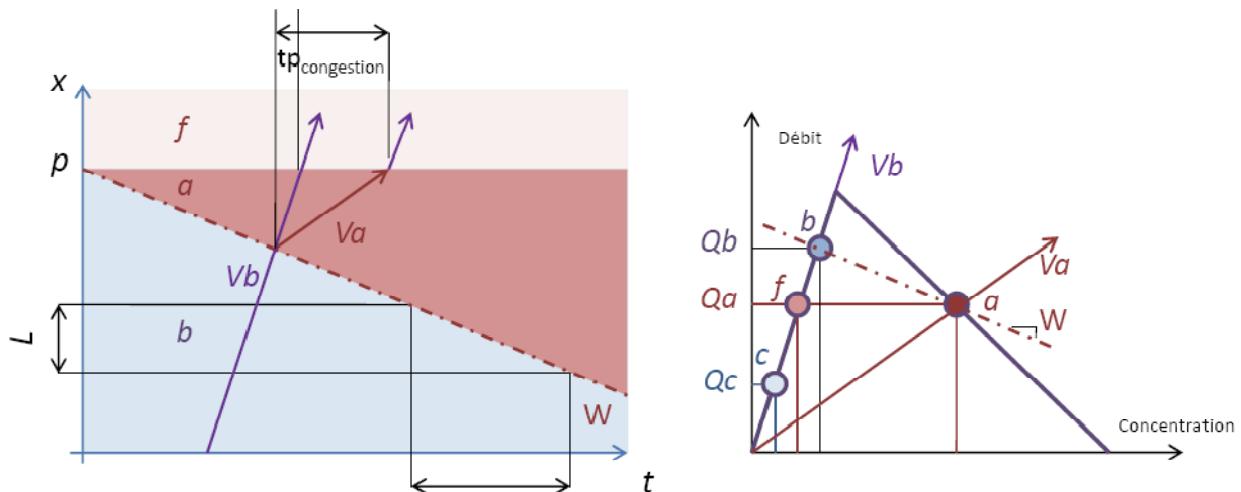


Figure 7-3 : évolution dans le plan (x, t) de la file d'attente en amont du point p où la capacité est réduite. Les vitesses successives que pourrait pratiquer un véhicule avant, pendant et après qu'il soit dans la file d'attente sont représentées, ce qui permet d'illustrer le temps que ce véhicule perd en congestion.

7.3 Dissipation de file d'attente

7.3.1 Les files d'attente : deux familles de causes ; deux modes de disparition

Nous venons de voir comment on peut calculer la formation d'une file d'attente à la suite d'une restriction de capacité. L'expérience montre que les files d'attente ne sont pas éternelles. Vient un moment où les files d'attente disparaissent. Cette disparition dépend de la manière dont la congestion a été créée.

Si la file d'attente est causée par un incident ayant placé un obstacle sur la chaussée, la dissipation de la file d'attente commencera au moment où l'obstacle sera enlevé. Les véhicules les plus proches de l'incident seront les premiers libérés, puis ceux placés immédiatement en amont de ceux-ci, et ainsi de suite, de proche en proche. La file d'attente subsistera donc un certain temps après l'enlèvement

de l'obstacle, en amont de sa position initiale. On appelle ces congestions des congestions d'offre (cf. Figure 7-5), dans la mesure où elles ont été causées par une chute temporaire de l'offre. Nous verrons dans le premier encadré de ce chapitre que c'est le même type de forme de file d'attente qui est créée par les feux de signalisation.

Si la file d'attente est causée par une hausse temporaire de la demande à un niveau supérieur à la capacité de la voie en un certain point de la route, il s'agit d'une congestion de demande (cf. Figure 7-6). La disparition de la file d'attente intervient à partir du moment où la file d'attente est alimentée à l'amont par une demande inférieure. La tête du bouchon sera toujours fixée au niveau de la diminution de capacité.

Naturellement, il est fréquent que se produisent simultanément un incident et une augmentation de l'offre ; la situation est alors plus compliquée, mais peut toujours être calculée avec la méthode présentée ici. On peut utiliser pour ce faire une version numérique de la méthode décrite ici. C'est un des objectifs des outils de simulation dynamique du trafic.

7.3.2 Justification du choix d'un diagramme fondamental triangulaire

Nous avons présenté ci-dessus en toute généralité le calcul de la vitesse de remontée de file d'attente pour un diagramme fondamental quelconque. La théorie des équations hyperboliques nous permet de résoudre la question de la disparition des files d'attente avec le même formalisme et en gardant toujours un diagramme fondamental quelconque. Cependant nous utilisons de préférence dans tout cet ouvrage un diagramme fondamental triangulaire.

Comme on peut le voir sur la figure suivante, ceci implique :

- que les vitesses des véhicules pour tous les régimes fluides (entre K_0 et K_c) soient les mêmes. Cette vitesse sera notée V_f dans la suite ;
- que lorsqu'une sur-congestion traverse un régime déjà congestionné, la vitesse de remontée de cette sur-congestion au sein de la congestion soit toujours la même quelle que soient la concentration de la congestion et celle de la sur-congestion. La vitesse de cette onde de sur-congestion sera notée W ou $W_{congestion}$ dans la suite ;
- par contre, et conformément à l'observation, les vitesses des véhicules au sein des différents régimes congestionnés sont différentes.

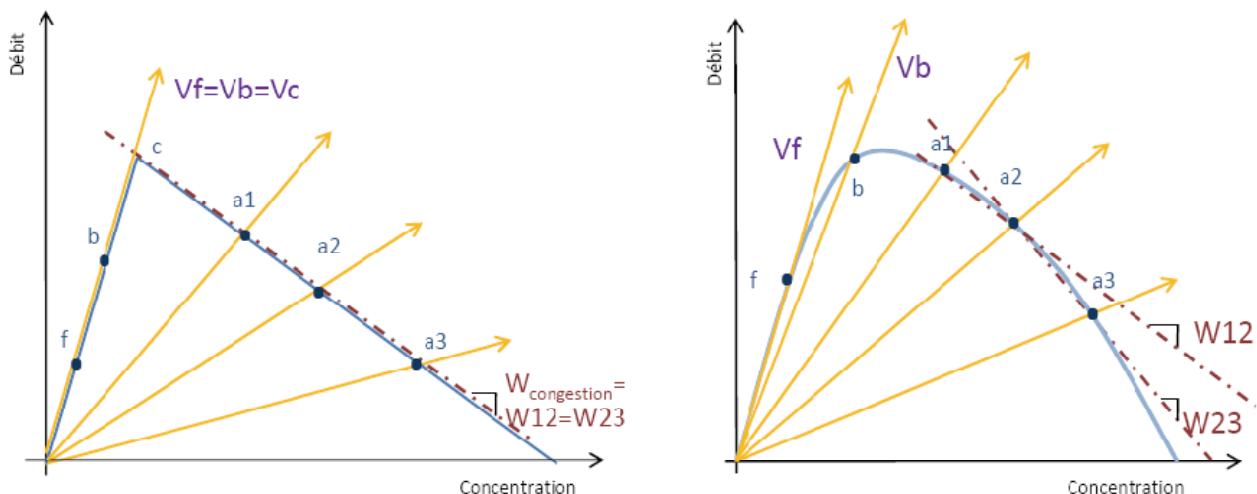


Figure 7-4 : impacts de l'hypothèse d'une forme triangulaire du diagramme fondamental sur les vitesses moyennes des véhicules en fluide et les vitesses de remontée de congestion ; à gauche : cas du diagramme triangulaire, à droite diagramme quelconque.

Nous faisons ici ce choix pour les raisons suivantes :

- utiliser un diagramme non triangulaire complique considérablement la résolution de la dissipation de la file d'attente sans modifier significativement le principe général et sans intérêt pédagogique particulier. Le lecteur intéressé par la résolution avec un diagramme quelconque pourra utilement se reporter aux ouvrages mentionnés dans la bibliographie ;
- le diagramme non triangulaire implique des éventails (zone de décroissance progressive de la concentration sur la partie aval de la congestion) au moment de la dissipation de la file d'attente qui n'ont jamais été observés dans la réalité ;
- sur autoroute et route sans feu, les vitesses pratiquées en régime fluide sont sensiblement constantes tant que l'on n'a pas atteint un régime très proche de la capacité de la voie. La pente constante pour tous les régimes fluides ne semble donc pas être une approximation trop grossière ;
- des publications récentes ont démontré que dans un régime fortement congestionné (i.e. pour lequel la vitesse moyenne est inférieure à 45 km/h), la vitesse des ondes de sur-congestion est toujours la même et vaut 18 km/h environ, ce qui accrédite l'idée que le diagramme est linéairement décroissant en situation congestionnée. Jointe à la précédente, cette remarque conduit à un diagramme globalement triangulaire.

7.3.3 Cas d'une file d'attente causée par une chute temporaire de l'offre

Regardons ce qui se produit après l'enlèvement de l'obstacle temporaire. Le débit qui s'écoulera au niveau du point p où était situé l'obstacle après l'enlèvement est égal à la capacité de la voie. En effet, tous les véhicules cherchent à s'« échapper » au plus vite du bouchon. Le régime qui prévaut au niveau du point p après l'enlèvement de l'obstacle est le régime c du schéma suivant.

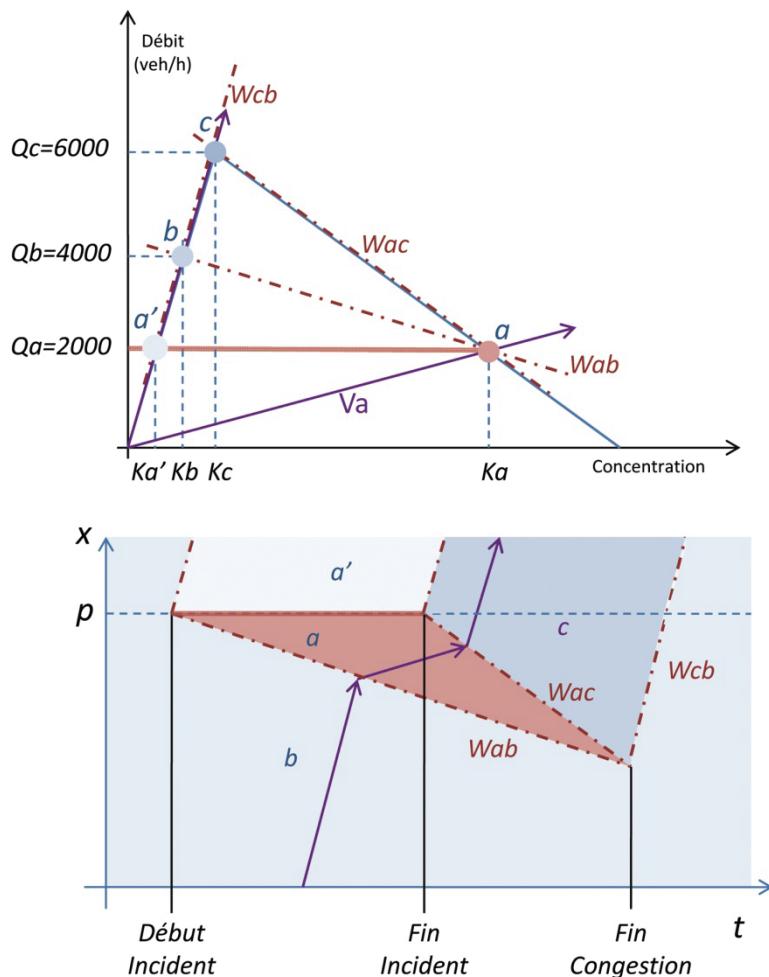


Figure 7-5 : évolution de la file d'attente correspondant au cas d'une autoroute à trois voies dont deux sont temporairement bloquées par un obstacle.

7.3.4 Cas d'une file d'attente causée par une augmentation temporaire de la demande

Regardons maintenant le cas où la congestion est causée par l'arrivée d'une demande supérieure à la capacité de la restriction permanente située à l'aval de la voie. Il peut s'agir par exemple d'un tunnel, d'un pont de largeur limitée... Si la demande, pendant une période donnée, est supérieure à la capacité de la restriction, il y aura une congestion. Lorsque la demande redéviendra inférieure à la capacité de la restriction, la file d'attente se réduira par l'amont, puisqu'elle sera alimentée par une demande inférieure au débit sortant par l'aval. Ceci est illustré par la figure suivante.

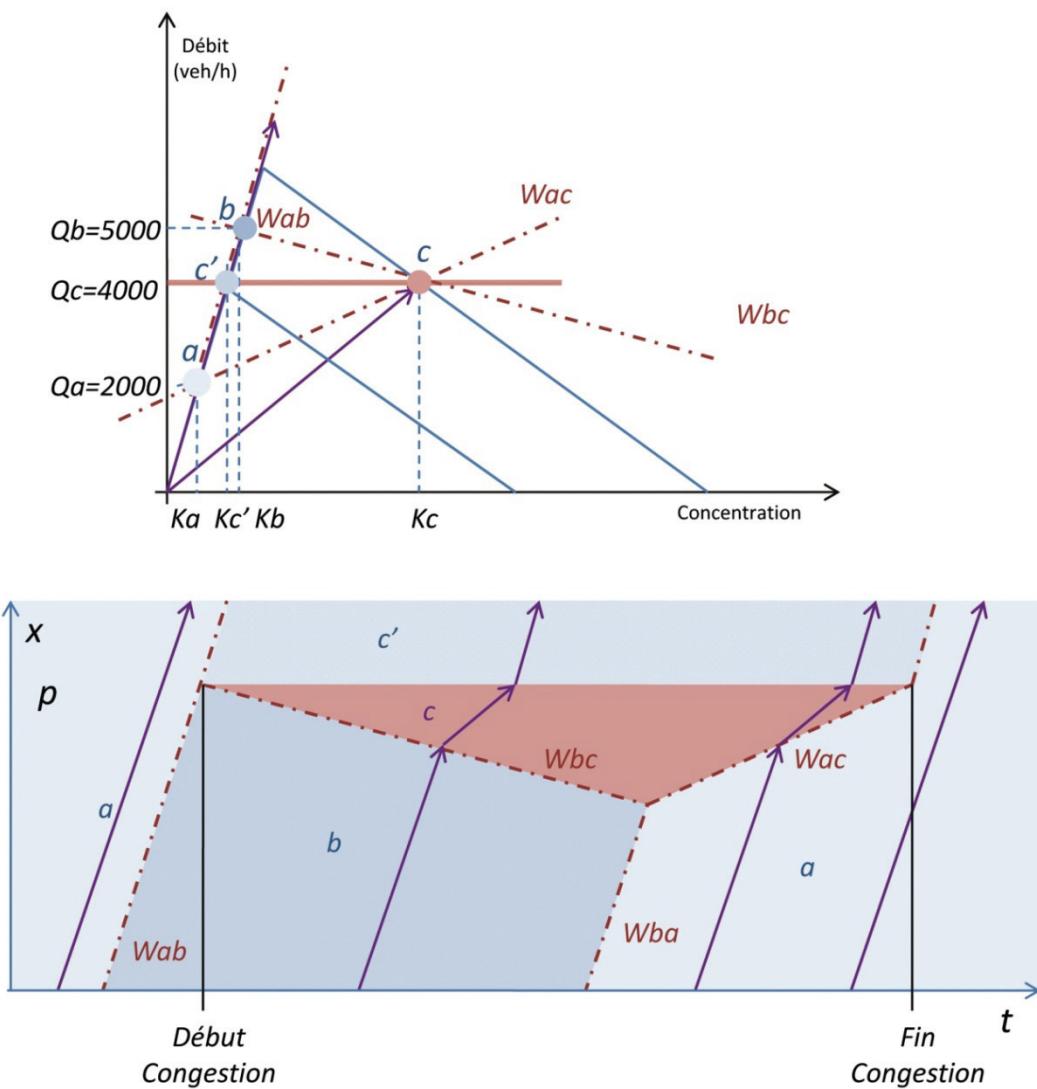


Figure 7-6 : évolution d'une file d'attente causée par une augmentation temporaire de la demande (passant de Q_a à Q_b).

Encadré R évolution des files d'attente au niveau d'un feu tricolore

L'évolution de la file d'attente causée par les feux est très facile à prédire avec la méthode utilisée ci-dessus pour le cas de l'incident temporaire. La seule différence est que la concentration dans la file d'attente est la concentration maximale K_{max} .

Cependant, il faut distinguer deux cas très différents :

- soit la demande est inférieure à la capacité de la ligne de feu (voir la Figure 7-7) ;
- soit la demande est supérieure à la capacité de la ligne de feu (voir la Figure 7-8).

On définit la capacité d'une ligne de feu par la formule suivante :

$$\text{Capacité}_{\text{LigneFeu}} = \frac{\text{Durée du vert}}{\text{Durée du cycle}} \times \text{Capacité}_{\text{Voie}}$$

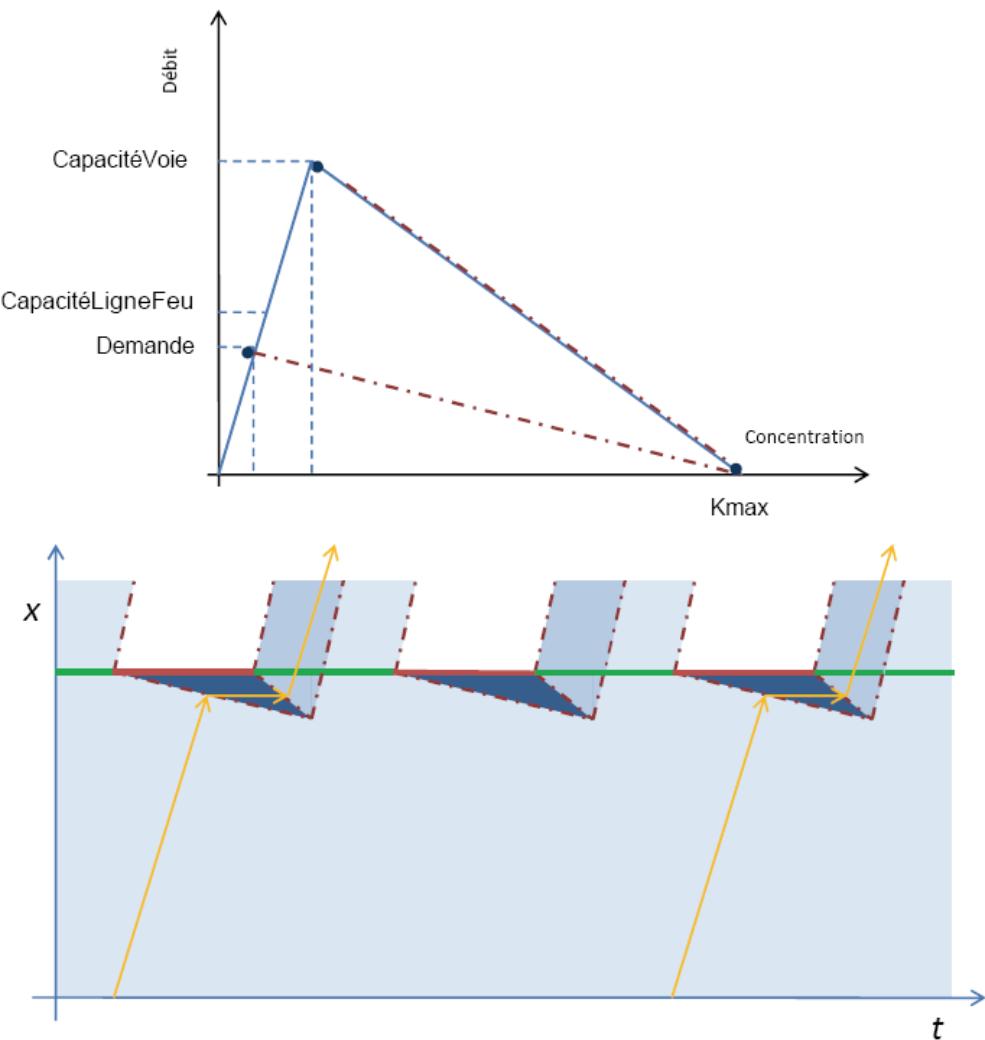


Figure 7-7 : évolution d'une file d'attente à une ligne de feu pour laquelle la demande est inférieure à la capacité de la ligne de feu.

Dans ce cas de figure, même si la file d'attente croît pendant la période de rouge, puis décroît pendant la phase de vert, sa longueur est toujours la même pour une date du cycle donnée. La file d'attente, en moyenne, est de longueur constante. La situation est stable en moyenne. Les deux véhicules dont on a matérialisé les trajectoires ont des temps de parcours identiques, pourvu qu'ils arrivent sur ce tronçon au même moment du cycle (ici le début de la phase de rouge).

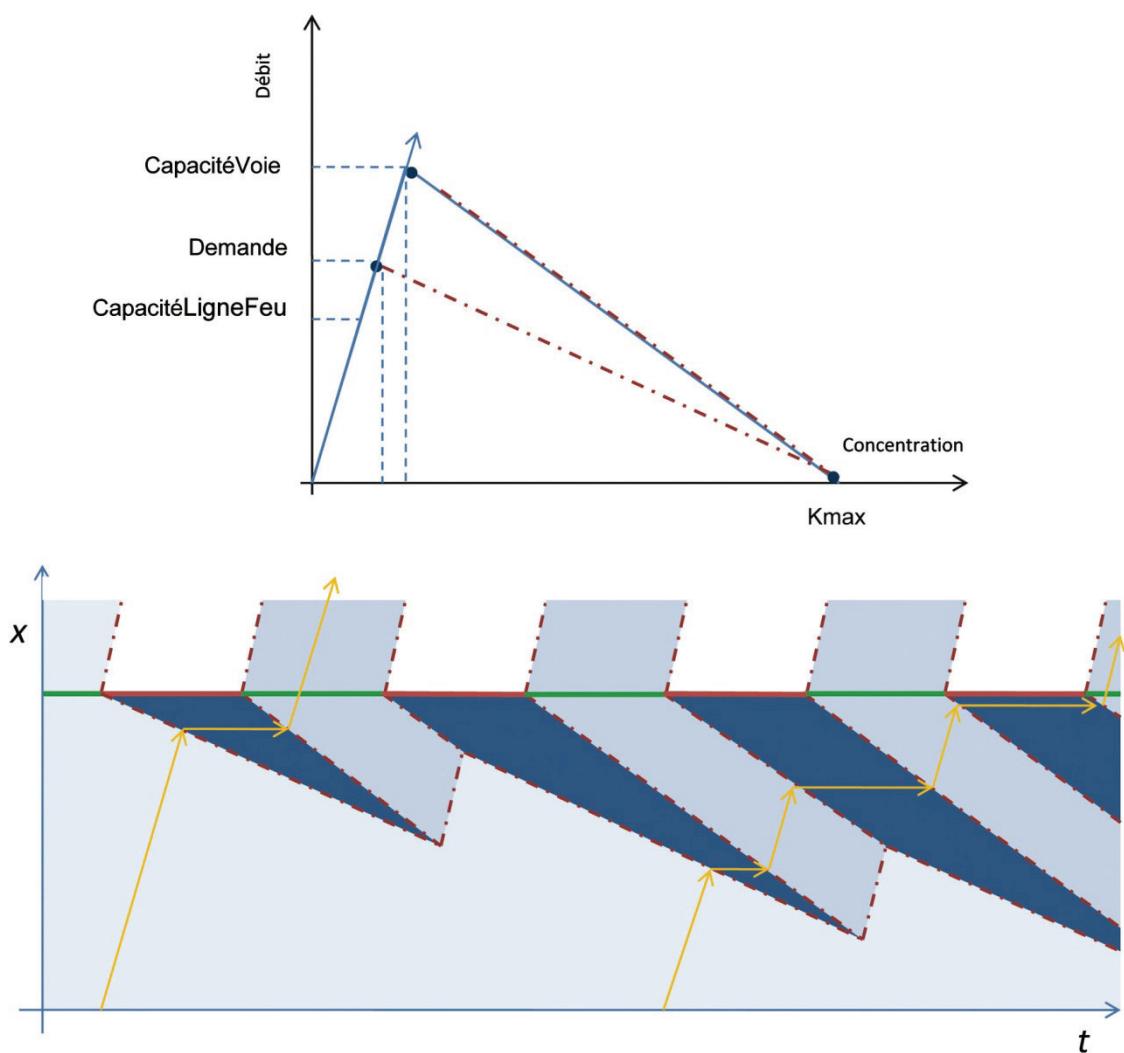


Figure 7-8 : évolution d'une file d'attente à une ligne de feu pour laquelle la demande est supérieure à la capacité de la ligne de feu (la file s'allonge à chaque cycle).

Dans cette situation, au contraire, la file d'attente provoquée par le feu est plus longue à chaque fin de rouge qu'à la fin de la période de rouge précédente. Le temps de parcours du premier véhicule dont la trajectoire est matérialisée est très significativement inférieur à celui du second, alors que ces deux véhicules arrivent sur le tronçon au même moment du cycle. Ici la situation est dynamique, évolutive, alors que la demande et la capacité de la ligne de feu sont toutes les deux constantes. On retrouve ici le fait que la congestion implique un traitement dynamique.

8. Éléments de perspective et conclusion

Cet ouvrage avait pour ambition de présenter des méthodes simples, issues de la théorie du trafic, qui peuvent être utilisées pour quantifier et comprendre la congestion. Nous n'avons pas pu aborder ou détailler dans l'espace imparti un certain nombre de considérations qu'il nous semble cependant nécessaire de présenter au lecteur pour qu'il les garde présentes à l'esprit en utilisant les méthodes proposées ici.

Difficulté d'obtenir des données satisfaisantes

La qualité et la quantité des données constituent très souvent la première difficulté qui se présente à celui qui veut analyser un réseau.

Le nombre de capteurs est très souvent insuffisant. Les capteurs sont généralement placés sur les tronçons en dehors des carrefours. Il peut arriver que toutes les entrées et sorties ne soient pas équipées. Dans ce cas, l'analyse des données devra tenter de combler ces lacunes. Les capteurs redondants (qui collectent les informations sur le même tronçon) sont très rares, ce qui rend problématique la possibilité de vérifier les informations d'un capteur en les comparant avec celles d'autres capteurs. Or, il arrive fréquemment qu'un capteur sur-compte ou sous-compte systématiquement.

Les capteurs installés ne sont pas tous opérationnels. La boucle électromagnétique est constituée en partie de fils électriques implantés dans la chaussée. Fréquemment, la connexion de ces fils électriques entre le détecteur et la boucle elle-même est coupée. Sans une maintenance attentive, le pourcentage de capteurs disponibles chute rapidement.

Pour des raisons historiques qui ne se justifient plus vu la baisse des coûts d'espace de stockage et de transmission d'information, les boucles électromagnétiques sont souvent configurées pour ne stocker que des données moyennes horaires ou 6 minutes. Pour obtenir des données avec une période plus fine, il faut fréquemment aller sur le terrain, en bord de route et décharger les informations directement de la mémoire du capteur. De la même manière, les durées de stockage au poste central sont souvent de l'ordre de quelques mois. Cependant un stockage sur 25 mois (qui n'est maintenant plus coûteux) permettrait toujours de comparer ce qui s'est passé le mois précédent avec les événements des deux dernières années et ainsi de mieux comprendre l'impact des actions conduites par les exploitants du trafic.

Ces trois sources de difficultés dans la collecte de données sont très souvent des obstacles à la compréhension fine du fonctionnement d'un réseau. Or on agit toujours en aveugle sur un réseau dont on ne comprend pas le fonctionnement.

Avancées récentes de la théorie du trafic

Les méthodes que nous avons présentées ici ont fait l'objet de publications de théorie du trafic entre 1950 et 1970 environ (la méthode des débits cumulés – chapitre 4 – est plus récente et a été publiée par Newell au cours des années 90). Depuis, la théorie du trafic a produit de nombreuses avancées, en particulier en ce qui concerne la formulation au niveau de l'individu, ou plus exactement du couple véhicule-conducteur, du comportement global du flux.

En particulier, les recherches récentes essayent de quantifier l'impact des phénomènes aléatoires sur l'apparition de congestion et d'expliquer le phénomène de chute de capacité observé une fois que la congestion s'est installée sur une infrastructure.

Les avancées de la théorie du trafic sont transcrites rapidement dans les outils de simulation dynamique. L'utilisation raisonnée de ces outils, la compréhension des limites imposées par leurs hypothèses simplificatrices feront l'objet d'un prochain ouvrage.

Au-delà de la congestion, considérer d'autres externalités du trafic routier

Si la congestion conduit à une perte de temps pour les usagers, ce n'est pas la seule externalité du trafic routier que l'exploitant doit chercher à minimiser. On pense en particulier au bruit, surtout en milieu urbain, aux problèmes d'insécurité routière, à la pollution atmosphérique de type NOx et particules, ainsi qu'à la production de gaz à effet de serre. Si l'échelle d'analyse à la fois spatiale et temporelle que nous avons présentée dans cet ouvrage se prête bien à la compréhension de la congestion, il faut utiliser d'autres échelles de temps et d'espace pour pouvoir produire une prédition pertinente de l'impact du trafic routier sur ces différents types d'externalités. C'est l'objet de recherches en cours.

Nouveaux modes de régulation du trafic

L'optimisation des carrefours à feux repose maintenant sur une compréhension des mécanismes d'apparition de blocage dans la zone centrale du carrefour et peut prendre en compte tous les usagers (bus, voitures, cycles, piétons). Les régulations de l'écoulement sur autoroute, telles que la régulation d'accès, la limitation dynamique de vitesse ou l'interdiction de dépassement des poids lourds tendent à se généraliser. Cependant, les mécanismes du trafic qui permettent cette efficacité ne sont pas complètement explicités. Des recherches se poursuivent sur ces sujets.

Enfin, l'impact des dispositifs d'information ou de guidage des automobilistes n'est pas à l'heure actuelle prédictible. Des quantifications sur ces aspects se poursuivent.

Conclusion

Les éléments qui précèdent montrent les limites des méthodes exposées dans cet ouvrage et circonscrivent assez bien leur champ d'utilisation : l'analyse de la congestion et la réalisation d'un certain nombre de calculs simples et approximatifs sur les temps d'attente, temps de parcours, longueurs de files d'attente, etc. Dans certains cas, ces calculs servent de préliminaires à des études plus poussées faisant appel à des outils plus complexes comme des logiciels de simulation ; ils permettent dans ce cadre de donner des premiers ordres de grandeur, ou de tester rapidement de multiples scénarios ou hypothèses afin de choisir ceux qui méritent un approfondissement. Dans d'autres cas, les calculs simplifiés peuvent suffire à préparer la mise en œuvre de mesures opérationnelles : calculer les conséquences d'une restriction de capacité liée à des travaux prévus, déterminer rapidement les conséquences d'un incident en cours, analyser un délestage...

Dans tous ces cas, et à condition que la limite de leur pertinence ne soit jamais perdue de vue, la simplicité des outils jointe à la possibilité de travailler avec des données elles-mêmes simples (données horaires, estimations...) fait de l'ensemble des méthodes exposées dans cet ouvrage un outil efficace au service de l'exploitation du trafic.

Annexes

Bibliographie	page 92
Exercices	page 93
Glossaire	page 106

Bibliographie

Cette bibliographie succincte permettra au lecteur intéressé de compléter l'information trouvée dans cet ouvrage. Nous ne présentons pas l'ensemble des références sur lesquelles nous nous sommes basés au fil du temps pour construire le contenu de ce livre.

L. Allibert, Ch. Buisson et N.-E. El Faouzi, *Les Temps de parcours. Définitions, méthodes de mesure, procédés d'affichage*, Dossiers, Certu, Lyon, 2002.

Daganzo, C.F., *Fundamentals of transportation and traffic operations*, Elsevier Science Ltd, Oxford, 1997.

Cohen, S., *Ingénierie du trafic routier, éléments de théorie du trafic et applications*, Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées, 1990.

Gazis, D.C., *Traffic science*, John Wiley and sons, 1971.

Gerlough, D.L. et Huber M.J. *Traffic flow theory – a monograph*, Special report n°165, [en ligne] http://www.tft.pdx.edu/docs/Traffic_Flow_Theory_Monograph_1975.pdf, Transportation Research Board, Washington, 1975.

Leutzbach, W., *Introduction to the theory of traffic flow*, Springer Verlag, Berlin, 1988.

Kunkel, F. et Buisson Ch., *Simulation du trafic routier*, Rapport Certu n° 106, 2001.

May, A.D., *Traffic flow fundamentals*, Englewood Cliffs, Prentice Hall Inc., 1988.

Sheffi, Y. ,*Urban transportation networks : equilibrium analysis with mathematical programming methods*, Prentice Hall Inc., 1985.

Traffic Flow Theory: A state of the art report – Revised Monograph on Traffic Flow Theory [en ligne] http://www.tft.pdx.edu/docs/revised_monograph_2001.pdf, Transportation Research Board, Washington, 2000.

Exercices

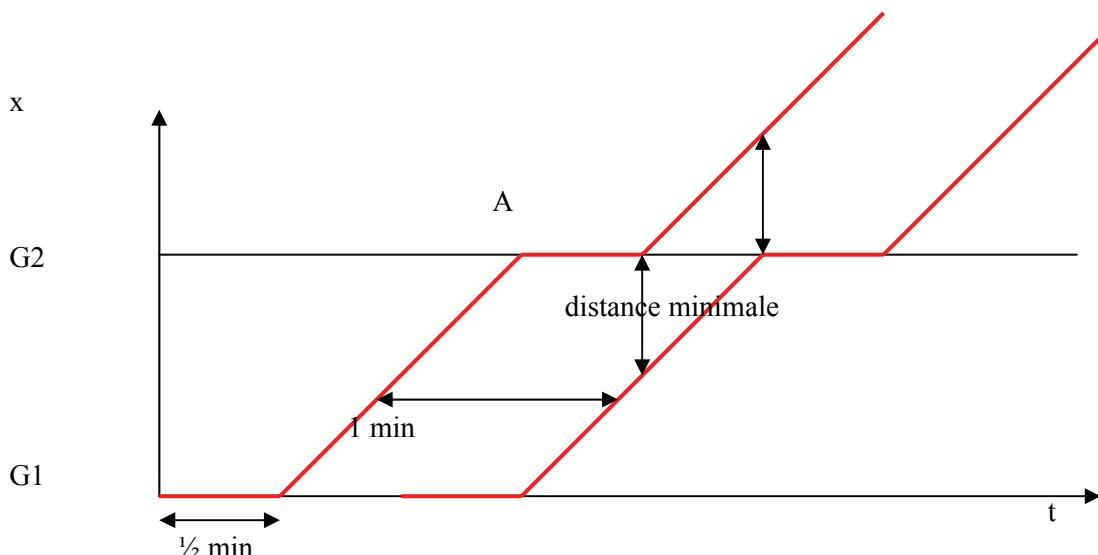
On s'attache à rappeler ci-après le chapitre et le paragraphe auquel se rattache chaque exercice.

Un grand nombre de ces exercices sont inspirés d'exercices initialement conçus par C. Daganzo et G. Newell, tous les deux enseignants à l'université de Berkeley (CA, USA). Certains encadrés peuvent également être considérés comme des exercices.

Exercice 1 (paragraphe 1.1 pages 11 et suivantes)

Dessinez le diagramme espace-temps décrivant la trajectoire de deux trains rapides qui font le même déplacement, dans le même sens le long d'une voie ferrée. Le temps s'écoulant entre le passage des deux trains doit être au minimum d'1 minute. Les deux trains s'arrêtent dans deux gares distantes de 2 kilomètres. À chaque gare, les deux trains s'arrêtent $\frac{1}{2}$ minute ; on simplifie en supposant qu'ils circulent à 120 km/h entre les deux. Représentez le temps inter-véhiculaire entre deux trains, la position des gares, identifiez l'instant où les deux trains ont une distance minimale et déterminez cette distance.

Sur le diagramme espace-temps suivant, on a représenté la trajectoire du premier train et celle correspondant à un temps inter-véhiculaire d'1 min :



Quel serait l'impact d'une représentation réaliste de l'accélération et de la décélération sur la distance que vous venez de calculer ?

La distance serait plus faible puisque l'accélération du premier véhicule décalerait sa trajectoire sur une parabole de pente nulle au point A puis parallèle à la droite rouge mais plus à droite. Donc cet écartement minimal intervientrait pendant la période d'accélération du premier véhicule, avant la décélération du second.

Exercice 2 (paragraphe 1.3 page 17 et suivantes)

La réglementation impose que le temps entre le passage de l'arrière d'un véhicule et le passage de l'avant du véhicule qui le suit (dit aussi créneau temporel) soit égal ou supérieur à 2 secondes.

- Une valeur de capacité pour une voie d'autoroute périurbaine de 2 000 à 2 200 véh/h est-elle en accord avec la réglementation ?
- Quelle est la valeur de débit qui permet de la respecter pour une longueur des véhicules de 4 m et une vitesse de 100 km/h ?

Rappelons tout d'abord que le débit pendant une période est l'inverse du temps inter-véhiculaire (TIV) moyen pendant cette période. La capacité étant le débit maximal, elle correspond donc au TIV minimal. Or, le TIV est égal au créneau temporel augmenté du temps de passage d'un véhicule donné.

En admettant que chaque véhicule ait une longueur nulle, son temps de passage sera nul. Si le créneau temporel vaut 2 secondes, le TIV vaudra également 2 secondes, la capacité sera donc de 1 800 véh/h (c'est-à-dire la moitié de 3 600 secondes).

Calculons le temps de passage d'un véhicule de 4 m roulant à une vitesse de 90 km/h :

$$T_{\text{passage}} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} = \frac{4\text{m}}{90\text{ km/h}} = \frac{4\text{m}}{25\text{ m/s}} = 0,16\text{ s}$$

Le TIV, temps qui sépare la date de passage de deux avants de véhicules successifs, est donc de :

$$\text{TIV} = \text{Créneau Temporel} + T_{\text{passage}} = 2 + 0,16 = 2,16\text{ secondes}$$

Le débit maximal correspondant vaut donc : $\text{Capacité} = \frac{1}{\text{TIV}} = \frac{1}{2,16} = 0,463\text{ veh/s} = 1667\text{ véh/h}$

Le créneau effectivement pratiqué par les véhicules vaut en moyenne, si on considère toujours un temps de passage de 0,16 secondes et un débit maximal de 2 400 véh/h :

$$\text{Créneau Temporel} = \text{TIV} - T_{\text{passage}} = \frac{1}{2400\text{veh/h}} - 0,16 = 1,5 - 0,16 = 1,34\text{ secondes}$$

Les pratiques des automobilistes sont donc significativement différentes de celles prônées par la réglementation.

Exercice 3 (paragraphe 1.4 page 23 et suivantes)

1/ Si tous les camions ont une vitesse v' , que les véhicules légers ont une vitesse v et que π est la fraction de camions parmi les véhicules passant devant un observateur situé au point x , quelle fraction γ des véhicules correspondra à des camions sur une photographie aérienne ?

2/ Faire maintenant l'application numérique sur $v = 80\text{ km/h}$, $v' = 50\text{ km/h}$ et $\pi = 0,7$.

π est une fraction du débit (nombre de véhicules passant en x pendant une période). Donc :

$$\pi = \frac{Q_{pl}}{Q_{vl} + Q_{pl}}$$

Or, on cherche la fraction γ des poids lourds présents sur une photographie aérienne, ce qui correspond à une fraction de la concentration :

$$\gamma = \frac{K_{pl}}{K_{pl} + K_{vl}}$$

Or, par l'utilisation de la relation $Q = K \times V$, il vient : $K_{pl} = Q_{pl}/V_{pl}$ et $K_{vl} = Q_{vl}/V_{vl}$ donc :

$$\gamma = \frac{Q_{pl}/V_{pl}}{Q_{pl}/V_{pl} + Q_{vl}/V_{vl}}$$

Application numérique :

si $v = 80 \text{ km/h}$, $v' = 50 \text{ km/h}$ et $\pi = 0,75$

notons Q le débit total. $Q_{pl} = 0,75 \times Q$ et $Q_{vl} = 0,25 \times Q$

$$\text{alors, } \gamma = \frac{0,75 \times Q / v'}{0,75 \times Q / v + 0,25 \times Q / v} = \frac{3}{4} \times \frac{1/v'}{1/v + 1/3v} = 0,43$$

Exercice 4 (paragraphe 1.4 page 23 et suivantes)

À partir d'une observation aérienne, on remarque que sur une portion d'autoroute, 90 % des véhicules sont des voitures, et 10 % des poids lourds. Sur cette section, il y a 50 véhicules par kilomètre. Les poids lourds roulent à 80 km/h et les voitures à 100 km/h.

Calculez le débit total et le débit poids lourds sur la première section.

Le débit total est la somme des débits partiels : $Qtot = Q_{pl} + Q_{vl}$. Or, on connaît les concentrations partielles et la vitesse des véhicules. On peut donc calculer les débits partiels :

$$Q_{pl} = K_{pl} \times V_{pl} = 0,1 \times K_{tot} \times V_{pl} = 0,1 \times 50 \times 80 = 400 \text{ vél/h}$$

$$Q_{vl} = K_{vl} \times V_{vl} = 0,9 \times 50 \times 100 = 4500 \text{ vél/h}$$

d'où : $Qtot = 4500 + 400 = 4900 \text{ vél/h}$

En faisant le rapport suivant : $\frac{Q_{pl}}{Qtot} = \frac{400}{4900} = 8,2\%$, on remarque une fois de plus que la proportion PL est différente en concentration et en débit.

La section en aval de celle-ci est une section en pente sur laquelle les poids lourds roulent à 40 km/h et les voitures à 80 km/h.

Calculez la concentration de la section en pente.

Il y a conservation du débit total et des débits partiels (au point correspondant au début de la pente, il y a le même nombre de chaque type de véhicules qui sortent de la section plate et qui entre dans la section en pente).

On peut alors en déduire les concentrations partielles :

$$K_{pl} = \frac{Q_{pl}}{V_{pl}} = \frac{400}{40} = 10 \text{ vél/km}$$

$$K_{vl} = \frac{Q_{vl}}{V_{vl}} = \frac{4500}{80} = 56,25 \text{ vél/km}$$

D'où :

$$K_{tot} = K_{pl} + K_{vl} = 66,25 \text{ vél/km}$$

En calculant le rapport suivant : $\frac{K_{pl}}{K} = \frac{10}{66,25} = 15,1\%$, on s'aperçoit que la proportion de

poids lourds en concentration est supérieure dans la partie en pente par rapport à la partie plate (rappelons que la proportion en débit, elle, est naturellement restée constante, puisqu'il y a la conservation du débit).

Exercice 5 (chapitre 2 page 29 et suivantes)

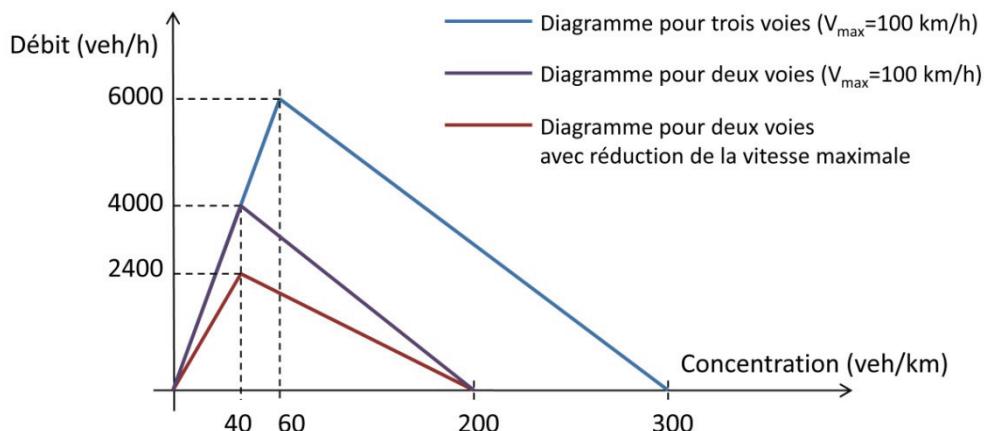
Dessiner le diagramme fondamental $Q = Q(K)$ de forme triangulaire correspondant à une autoroute à trois voies. Dessiner ensuite celui correspondant à un rétrécissement à deux voies sans ralentissement et celui correspondant à l'écoulement le long d'un chantier laissant subsister deux voies et donnant lieu à une limitation de vitesse à 60 km/h .

On prendra comme paramètres pour caractériser chaque voie de cette autoroute en situation normale :

- $K_{max} = 100 \text{ véh/km}$
- $V_{max} = 100 \text{ km/h}$
- $Q_{max} = 2\,000 \text{ véh/h}$

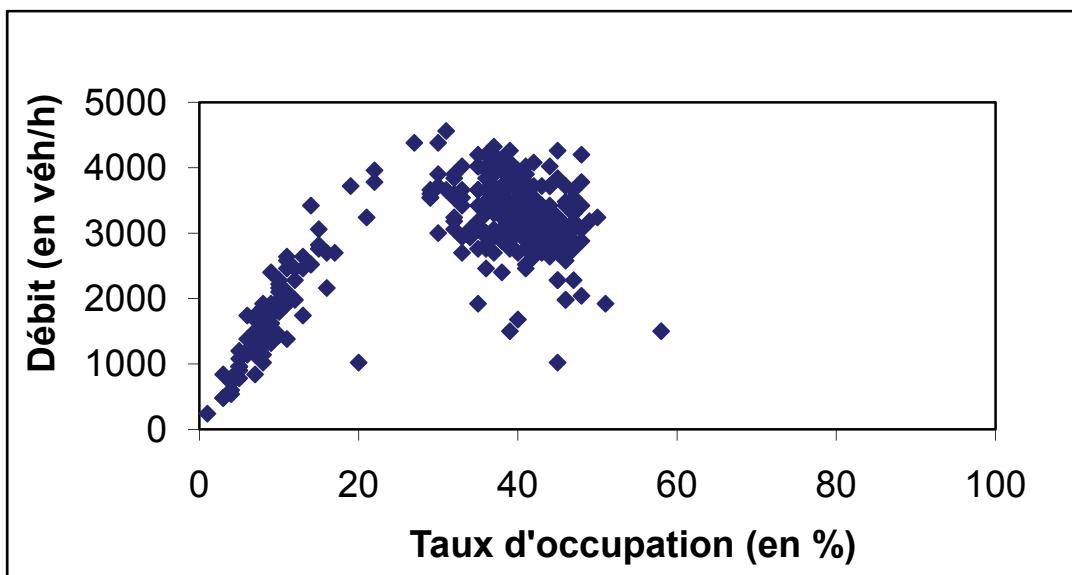
La figure suivante explique les différents calculs. La concentration critique pour trois voies vaut $\frac{6\,000}{100} = 60 \text{ véh/km}$. Elle est réduite du tiers lorsqu'il n'y a que deux voies. La capacité est alors les deux tiers de la capacité à trois voies. Si la réduction du nombre de voies s'accompagne d'une réduction de la vitesse maximale, alors il y a diminution de la capacité, qui vaut alors :

$$Q_{max} = V_{max} \times K_{crit} = 60 \times 40 = 2\,400 \text{ veh/h}$$

**Exercice 6** (chapitre 2 page 29 et suivantes)

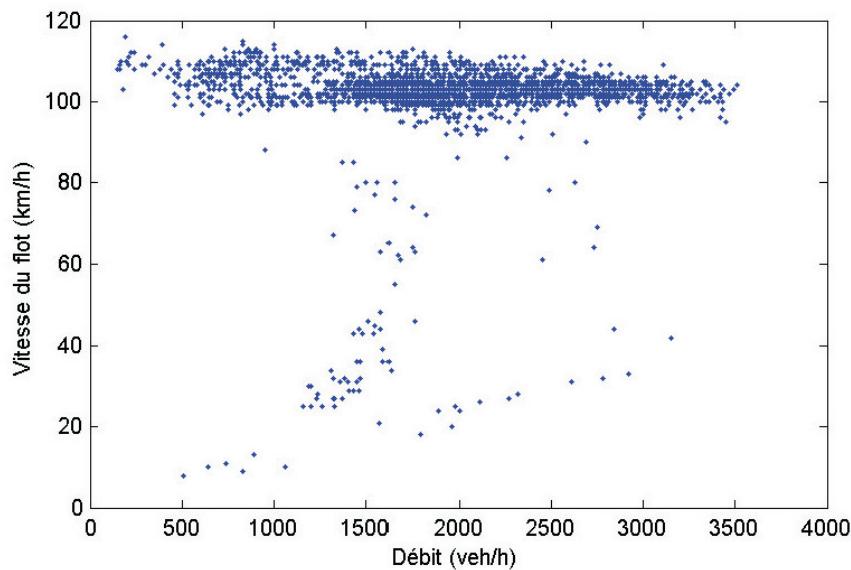
La figure ci-après présente la relation entre le débit et le taux d'occupation recueillis toutes les minutes et agrégés sur 6 minutes sur la section courante au nord du tunnel sous Fourvière, lors d'une heure de pointe du matin.

1. Existe-t-il des périodes de congestion ?
2. Quel est le débit maximum (en véh./h) approximatif de cette section ?
3. Quel est d'après vous le nombre de voies de cette section ?
4. Quel est la valeur approximative du TO critique ?
5. Quelles sont les informations supplémentaires nécessaires au calcul de la concentration critique ?



1. Il existe de la congestion (partie correspondant à un TO supérieur à 25-30 %)
2. Q_{max} est de l'ordre de 4 500 véhic/h
3. Deux voies
4. TO Critique compris entre 25 et 30 %
5. L longueur moyenne des véhicules et l longueur de la boucle

Exercice 7 (chapitre 2 page 29 et suivantes)



La figure ci-dessus présente la relation entre la vitesse et le débit mesurés sur une voie rapide du sud de Lyon (A47). Décrivez les différentes zones de fonctionnement et rattachez-les à des types de trafic. Une situation inhabituelle a-t-elle été observée d'après vous pendant les jours de mesure ?

On a en haut de la figure une zone fluide avec des vitesses élevées et des débits variant de 0 à 4 000 véhic/h. On a une zone clairement congestionnée avec des vitesses de 0 à 40 km/h et des débits suivant grossièrement une droite. Enfin, entre les vitesses 30 km/h et 90 km/h environ, on a des débits voisins de 1 800 véhic/h, qui correspondent à la restriction de capacité à une voie seulement.

Exercice 8 (chapitre 2 page 29 et suivantes)

Un véhicule roule sur une voie et rencontre un bouchon qui contient 100 véhicules et mesure 500 mètres à $t = 0$. Le débit sortant de ce goulot d'étranglement est de $Q_B = 50 \text{ v}\text{éh}/\text{minute}$. Lorsqu'il n'y a pas de file d'attente, la vitesse est de $1 \text{ km}/\text{minute}$. La capacité de la voie (sauf au niveau du goulot) est de $100 \text{ v}\text{éh}/\text{minute}$.

Quelle est la forme de la relation fondamentale triangulaire la plus simple correspondant à ces valeurs ?

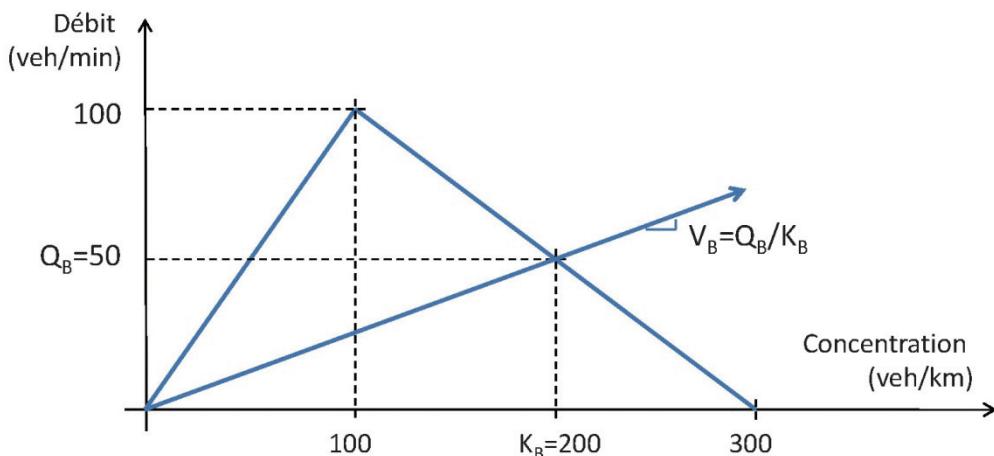
Quelle est la vitesse dans la file d'attente ?

Commençons par calculer la concentration critique : $K_c = Q_{max}/V_{max} = 100 \text{ v}\text{éh}/\text{km}$.

La concentration dans le bouchon est de $K_b = 100 \text{ v}\text{éh}/0,5 \text{ km} = 200 \text{ v}\text{éh}/\text{km}$. Elle correspond à la

moitié du débit maximum. La concentration maximale est donc de $K_{max} = 300 \text{ v}\text{éh}/\text{km}$

La vitesse dans le bouchon est de $V_b = \frac{Q_b}{K_b} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ km}/\text{minute} = 15 \text{ km}/\text{h}$. Elle correspond sur le diagramme fondamental à la pente de la droite reliant l'origine au point de fonctionnement dans le bouchon. Elle est donc non nulle.

**Exercice 9** (paragraphe 3.3 pages 42 et suivantes)

Une file de 20 véhicules attend sur une voie en amont d'un feu. Le cycle est de 60 secondes et cette ligne de feu est au vert pendant 20 secondes par cycle.

1. Quel est le débit moyen pendant un cycle (sachant qu'un véhicule passe toutes les deux secondes lorsque le feu est au vert) ?
2. Quel sera le temps moyen d'attente du 20^e véhicule ?
3. Si la demande en heure de pointe est constante et vaut $1500 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$, que la file d'attente est vide en début d'heure de pointe, quelle sera sa longueur une heure plus tard ?
4. Le débit chute alors à $450 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$, combien de temps faudra-t-il pour vider complètement la file d'attente ?

1. Débit moyen : un véhicule toutes les deux secondes pendant 20 secondes de vert :

$$Q = 10 \text{ v}\text{éh}/\text{min} = 600 \text{ v}\text{éh}/\text{h}$$

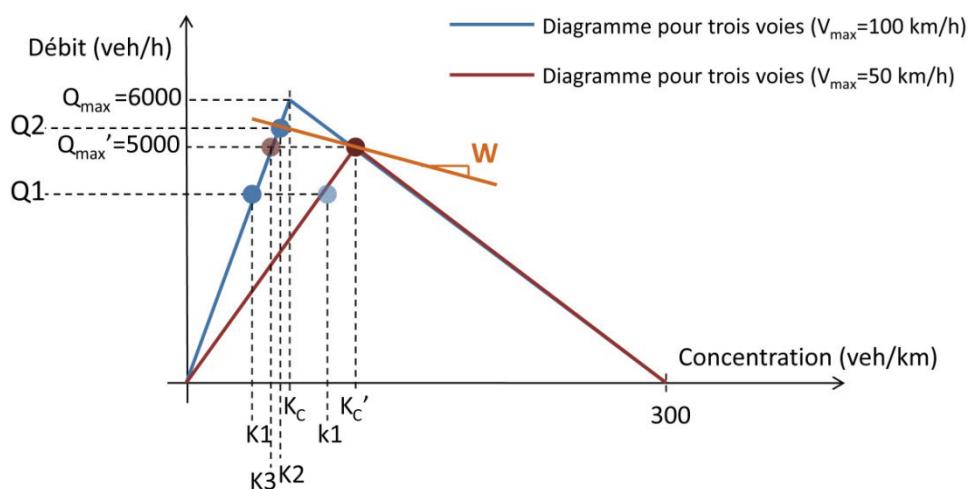
2. Temps d'attente moyen du 20^e véhicule : le temps d'attente de ce véhicule dépend de l'instant où démarre le cycle de feu. Si le feu est vert dès que l'on étudie la file d'attente, il lui faut 1 min 20 s pour franchir le feu. À l'inverse, si les 20 véhicules sont présents dès que le feu passe au rouge, il faut 2 min. En faisant une moyenne, on trouve alors un temps d'attente moyen d'1 min 40 s.
3. En une heure, il s'écoule 600 véhicules. Il arrive 1 500 véhicules en amont de ce feu. La file d'attente au bout d'une heure est donc de $1 500 - 600 = 900$ véhicules.
4. Soit T le temps mis pour écouter cette file d'attente. Pendant T , la demande est de 450 véh/h et le débit au droit du feu de 600 véh/h, jusqu'à ce que l'ensemble des véhicules de la file d'attente ait disparu. T vérifie donc : $600 \times T = 450 \times T + 900$. D'où $T = 6$ heures

Exercice 10 Bouchon de curiosité (paragraphe 3.6 pages 46 et suivantes)

Une autoroute est caractérisée par une capacité de 6 000 véh/h (3 voies), une vitesse maximale de 100 km/h et une concentration maximale égale à 5 fois la concentration critique. En raison de la curiosité des conducteurs pour un incident s'étant produit sur la voie dans le sens opposé, la vitesse sur une zone de 100 mètres chute à 50 km/h par exemple.

- 1- Dessinez les diagrammes fondamentaux correspondants en supposant que la partie congestionnée n'est pas modifiée par la survenue de l'accident en sens inverse.
- 2- Définissez les deux niveaux de demande pour lesquels il y aura ou non congestion.
- 3- Si la demande conduit à une congestion, comment peut-on caractériser les différentes zones de la route ? Comment évoluent les frontières entre ces zones ?

Les diagrammes sont représentés sur la figure ci-dessous. Graphiquement, on peut constater que la capacité de la portion de la voie située en face de l'incident est de l'ordre de $Q_{max}' = 5 000$ veh/h, pour une vitesse limitée à 50 km/h.

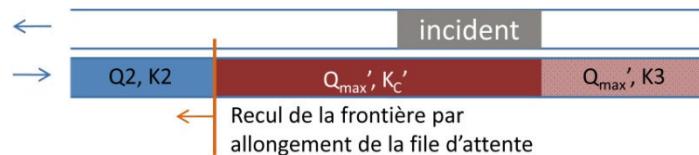


Pour un premier niveau de demande Q_1 , situé entre 0 veh/h et Q_{max}' tous les véhicules pourront s'écouler, ils connaîtront seulement une baisse de leur vitesse et une augmentation associée de la concentration. Le schéma ci-dessous montre les différents régimes tels qu'ils sont repérés sur le diagramme



En revanche, si la demande vaut Q_2 et est supérieure à Q_{max}' , alors une partie de la demande ne pourra pas s'écouler et il y aura en amont de la zone de restriction de la vitesse un régime correspondant à Q_{max}' et où la vitesse ne vaudra que 50 km/h. Comme le nombre de véhicules en excès augmente de manière constante, la file d'attente progressera vers l'amont.

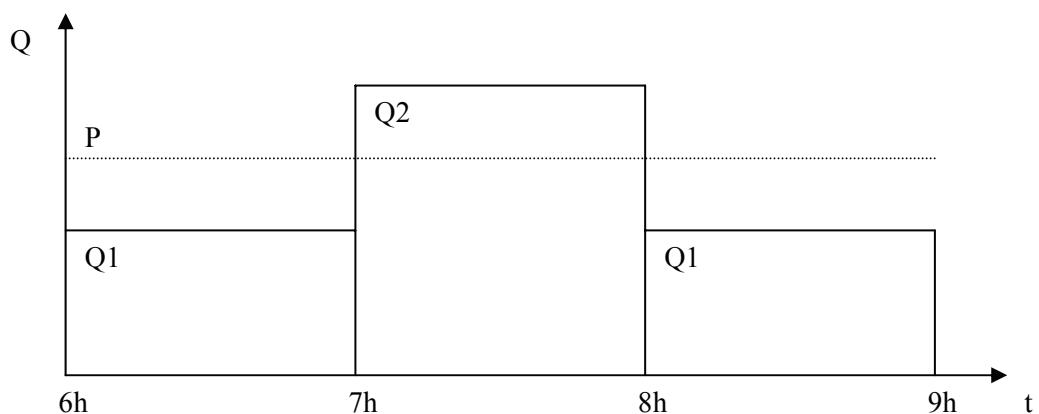
En aval de la zone de réduction de la vitesse, les usagers reprendront leur vitesse normale de 100 km/h. Le débit dans cette zone aval sera limité par le débit sortant au droit de l'incident et vaudra donc : Q_{max}' .



La frontière entre la zone de trafic fluide à 100 km/h avec une demande Q_2 et la zone de trafic à 50 km/h où le débit ne vaut que Q_{max}' reculera, puisque l'augmentation du nombre de véhicule en excès conduira à un allongement de la file d'attente.

Exercice 11 Autoroute à péage (paragraphe 4.3 pages 53 et suivantes)

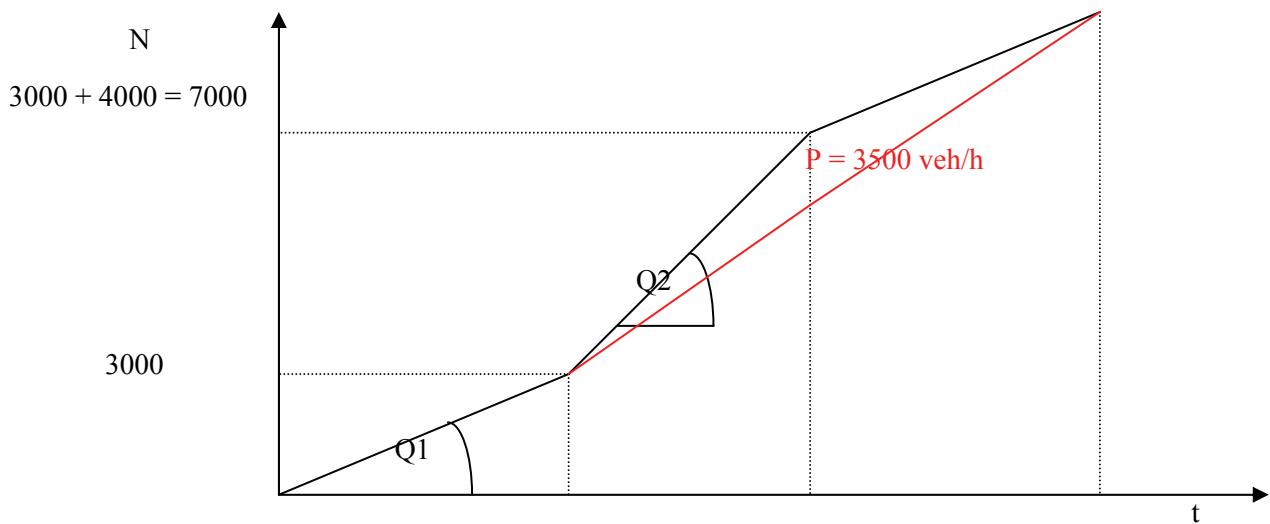
La capacité d'un péage d'autoroute est limitée par le nombre de péagers en service. Soit P la capacité d'un péage. Le profil de demande en amont du péage est le suivant :



- 1- Tracer la courbe des débits cumulés si $P > Q_2$ et si $P < Q_2$.
- 2- Calculer le retard maximal, le temps perdu total, la durée de la période de saturation.

Application numérique :

$$Q_1 = 3\,000 \text{ véh}/h, Q_2 = 4\,000 \text{ véh}/h, P = 3\,500 \text{ véh}/h$$



Le retard maximum est subi par le véhicule arrivant à 8 h et vaut :

$$\frac{4000}{3500} - 1 = 8 \text{ min } 34 \text{ sec}$$

Le temps perdu total correspond à l'aire du triangle : le calcul numérique n'est pas intéressant.

Le temps T de saturation est de : $3500T = 4000 + 3000(T-1)$, d'où : $T = 2 \text{ h}$

Exercice 12 Calcul du retard au niveau d'un feu (chapitre 4 pages 53 et suivantes)

Soit un feu tricolore à l'extrémité d'une voie d'approche dont le débit de saturation est S . Soit tv , le temps de vert et tr , le temps de rouge. On note tc la durée du cycle complet : $tc = tv + tr$.

Sur cette section, on considère un trafic homogène dont le niveau de demande est constant et égal à D .

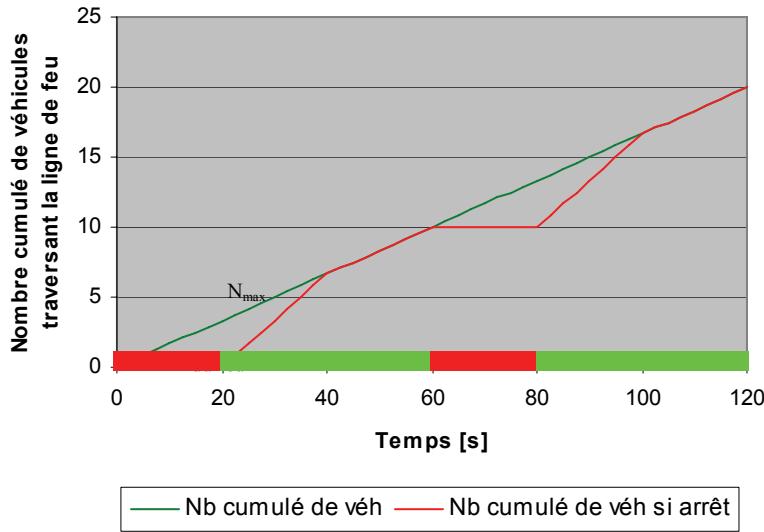
- 1- Exprimer le temps nécessaire à la file d'attente pour se résorber après le passage du feu au vert ts .
- 2- Exprimer le nombre maximum de véhicules dans la file d'attente à chaque cycle N_{max} .
- 3- Exprimer le retard total pour l'ensemble des véhicules à chaque cycle Rt .
- 4- Exprimer le retard moyen subi par chaque véhicule \bar{R} .

A.N : $tr = 20 \text{ s}$; $tv = 40 \text{ s}$; $S = 1200 \text{ veh/h.}$; $D = 600 \text{ veh/h.}$

Étant donné tc la durée totale du cycle de feu, quel est le temps de rouge maximum pour éviter la saturation du feu (i.e. : à chaque cycle de feu l'ensemble de la file d'attente crée pendant la phase de rouge, s'évacue durant la phase de vert).

Application numérique :

$tc = 60 \text{ s}$; $S = 1200 \text{ veh/h.}$; $D = 600 \text{ veh/h.}$



Au début du rouge, il n'y a aucun véhicule dans la file d'attente. Ensuite, et jusqu'à ce que la file d'attente se résorbe, il arrive $D(t_r + t_s)$.

1. À partir du moment où le feu passe au vert et jusqu'à la résorption de la file d'attente, il passe au droit du feu : $S \times ts$ véhicules.

Par conservation du nombre de véhicules dans la file d'attente il vient :

$$D \times (tr + ts) = S \times ts$$

$$\Rightarrow ts = D \times tr / (S - D)$$

2. Le nombre maximum de véhicules dans la file d'attente correspond au moment où le feu passe au vert. À ce moment il y a $D \times tr$ véhicules dans la file d'attente.

3. Le retard total Rt est représenté par la surface du triangle définie entre la courbe de cumul des entrées et des sorties. Cette surface est donnée par :

$$Rt = \frac{(tr + ts) \times D}{2} \times tr$$

$$\Rightarrow Rt = \frac{1}{2} \times tr^2 \times \frac{D \times S}{S - D}$$

4. Le nombre total de véhicules qui passe au feu durant un cycle est $D \times tc$. Le retard moyen par véhicule pour un cycle est donc :

$$\bar{R} = \frac{Rt}{D \times tc} = \frac{1}{2} \times \frac{tr^2}{tc} \times \frac{S}{S - D}$$

N.B : le retard maximal est subi par le véhicule qui arrive juste au moment où le feu passe au rouge (Voir figure ci-dessus). Ainsi, $R_{max} = tr$.

Application numérique : $ts = 20 \text{ s}$, $N_{max} = 3,33$ véhicules, $Rt = 66,7 \text{ v/h/s}$, $\bar{R} = 6,7 \text{ s}$.

5. Il faut évacuer durant le temps de vert tous les véhicules qui se présentent durant un cycle. Le temps de vert minimal est donc :

$$D \times (tr + tv_{min}) = S \times tv_{min}$$

$$\text{D'où : } tv_{min} = D \times tc / S$$

Le temps de rouge maximum est donc :

$$tr_{max} = \frac{S - D}{S} \times tc$$

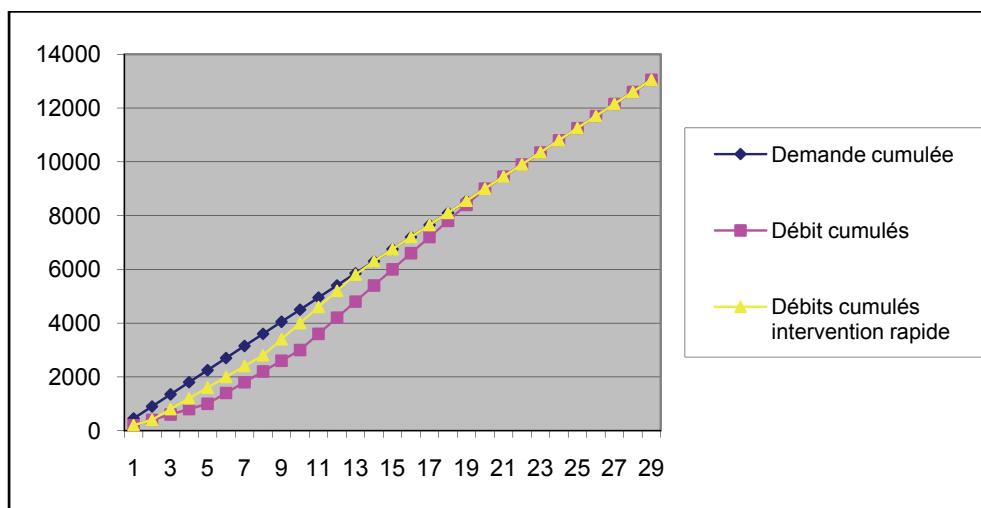
Application numérique : $tr_{max} = 30 \text{ s.}$

Exercice 13 Accident avec différents délais d'alerte et d'intervention (chapitre 4 pages 51 et suivantes)

On considère une autoroute à trois voies de capacité maximale $Q_{max} = 6\,000 \text{ v/h}$. La demande sur ce réseau est de $\frac{3}{4}Q_{max}$. À l'instant $t_0 = 0$ un incident se produit sur la voie. Le délai d'alerte est de six minutes et, pendant ce temps, une seule voie reste libre. Le délai d'intervention est de douze minutes. L'intervention en elle-même dure trente minutes mais les secours libèrent une voie dès leur arrivée.

- 1- Calculer le temps nécessaire pour que le trafic retrouve son état initial et qu'il n'y ait plus de bouchon. Quel sera le temps total perdu ?
- 2- Mêmes questions mais avec des délais d'alerte et d'intervention de six minutes.

Il faut d'abord construire les courbes de débits cumulés.



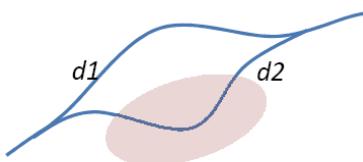
NB : l'axe des x correspond à des dixièmes d'heures.

Conclusion : le temps total perdu (surface des triangles) est proportionnel au carré de la durée de l'incident.

Exercice 14 (chapitre 6 pages 71 et suivantes)

On considère une agglomération qu'il est possible de contourner (itinéraire 1) ou de traverser (itinéraire 2). L'itinéraire 1 est plus long en distance mais le temps de parcours y est peu sensible au niveau de trafic. L'itinéraire 2 est plus court mais présente des risques de saturation en cas de trafic important. Ainsi les coûts (exprimés ici comme les temps de parcours) des itinéraires sont les suivants (si d_1 et d_2 sont les débits sur les itinéraires 1 et 2).

$$\begin{cases} C_1 = 20 + 2d_1 \\ C_2 = 2 + d_2^2 \end{cases}$$



Soit D la demande de trafic en entrée. Déterminer en fonction de $D = d_1 + d_2$, les flux de trafic d_1 et d_2 sur les deux itinéraires.

Rappel : suivant le principe de Wardrop, à l'équilibre tous les itinéraires utilisés ont le même coût, les autres, « trop chers », ne sont pas utilisés.

Ici, trois cas sont envisageables :

- soit tous les véhicules passent par 2,
- soit les itinéraires 1 et 2 sont empruntés,
- soit seul l'itinéraire 1 est utilisé.

Cas n° 1 : l'itinéraire 1 est le seul utilisé. Dans ce cas $C_1 = 20 + 2D$ et $C_2 = 2 < C_1$ quel que soit D , ce qui est contraire au principe de Wardrop qui voudrait que $C_1 < C_2$. Ce cas est donc impossible.

Remarque : ce résultat est évident car jamais personne ne s'amuserait à emprunter le contournement en sachant que l'itinéraire le plus court est vide.

Cas n° 2 : l'itinéraire 2 est le seul emprunté. Dans ce cas $C_1 = 20$ et $C_2 = 2 + D^2$. Ceci n'est valable que si $C_1 > C_2$ c'est-à-dire quand $D < \sqrt{18}$.

Cas n° 3 : les itinéraires 1 et 2 sont empruntés tous les deux. Dans ce cas, le principe de Wardrop indique que $C_1 = C_2$ et donc que :

$$\begin{cases} 20 + 2d_1 = 2 + d_2^2 \\ d_1 + d_2 = D \end{cases}$$

Il en résulte que :

$$\begin{cases} d_2 = \sqrt{19 + 2D} - 1 \\ d_1 = D + 1 - \sqrt{19 + 2D} \end{cases}$$

Ce résultat n'est valable que si $d_2 \geq 0$ (le débit sur un itinéraire doit toujours être positif) c'est-à-dire si $D \geq \sqrt{18}$. Dans le cas contraire, c'est le cas n° 2 qui s'applique.

Exercice 15 (chapitre 7 page 79 et suivantes)

On utilise la relation fondamentale triangulaire de l'Exercice 8.

1- Écrivez l'équation de la relation fondamentale et si besoin dessinez-la.

2- Considérons qu'à partir d'un certain instant $t < 0$, un flux constant de 50 véh/min se présente en entrée d'une section (décrise par la relation fondamentale ci-dessus) vide au départ. Le premier véhicule arrive à la sortie de la section à $t = 0$. Supposons que cette section soit caractérisée par un débit nul en sortie (feu rouge de durée infinie). En vous aidant de l'équation de conservation des véhicules, calculez l'équation d'évolution de la file d'attente. Représentez-là sur un diagramme (x, t) . Quelle est la vitesse dans la file d'attente ?

Toujours en utilisant l'équation de conservation des véhicules, calculez ce qui se produit lorsque le feu passe au vert (pour une durée de nouveau infinie). Quel sera le débit au droit du feu immédiatement après son passage au vert ? Pouvez-vous exprimer, en fonction de la durée de la phase de rouge précédente, le temps pendant lequel une file d'attente sera présente ? Quelle est la position du dernier véhicule qui sera stoppé par cette file d'attente ?

Prenons maintenant le cas plus complexe d'un feu de carrefour plus réaliste. Le cycle est tel qu'il est vert durant une minute puis rouge la minute suivante. Le débit entrant est de 50 véh/min. Montrez que si la file d'attente est vide lorsque le feu passe au vert à $t = 0$, elle le sera toujours en début de cycle (c'est-à-dire au passage au vert) tant que la demande restera constante.

À cinq cent mètres en aval du feu, on a un deuxième carrefour également équipé d'un feu vert la moitié du temps. Le cycle dure également 2 minutes. Que se passera-t-il si les deux feux sont en phase ? S'ils sont en opposition de phase ?

Dessinez maintenant un nouveau diagramme (x, t) avec une augmentation de la demande

à $D = 100$ véh/min à $t = 5$ min à l'entrée de la section située 2 kilomètres en amont du premier feu. Cette modification de la demande a-t-elle une influence sur le fonctionnement du second feu ?

Exercice 16 (chapitre 7 page 79 et suivantes)

On utilise la relation fondamentale triangulaire de l'Exercice 8. On considère une autoroute à trois voies de capacité maximale $Q_{max} = 6\,000$ véh/h. La demande sur ce réseau est de $\frac{3}{4}Q_{max}$.

À l'instant $t_0 = 0$ un incident se produit sur la voie. Le délai d'alerte est de six minutes et, pendant ce temps, une seule voie reste libre. Le délai d'intervention est de douze minutes. L'intervention en elle-même dure trente minutes mais les secours libèrent une voie dès leur arrivée.

- 1- Sur le diagramme fondamental, représentez les points de fonctionnement en situation normale, pendant la période entre l'incident et l'intervention, pendant l'intervention enfin une fois les secours partis. Quelles sont les différentes vitesses pratiquées pendant ces différentes périodes ?
- 2- Grâce à un diagramme (x, t) , déterminez l'extension de la file d'attente respectivement 15, 30, et 45 minutes après l'incident. Quelle est la date de disparition de la congestion ? Quelle est la date à laquelle le débit est redevenu égal au débit initial sur toute la section ?
- 3- Comparez les résultats que vous obtenez avec ceux de l'Exercice 13.

Glossaire

Nom	Nom anglais	Définition	Page
Accélération	Acceleration	Changement de vitesse. L'accélération peut être positive (augmentation de la vitesse) ou négative (dans ce cas, on l'appelle souvent décélération). On peut considérer l'accélération au niveau du véhicule ou sur plusieurs véhicules.	13
Affectation	Assignment	Processus de calcul qui permet, compte tenu d'un modèle de choix d'itinéraire individuel, de répartir les flux ou les véhicules sur les différents itinéraires offerts par le réseau. On distingue l'affectation statique, pour laquelle on considère que les demandes et les offres sont constantes, de l'affectation dynamique pour laquelle l'offre et/ou la demande varient.	71
Autoroute	Freeway (USA) Motorway (GB)	Infrastructure routière dont les deux chaussées (qui comportent plus d'une voie de circulation par sens) sont séparées physiquement.	
Boucle électromagnétique	Magnetic loop detector (loop)	Un des capteurs de trafic les plus courants. Permet de mesurer le taux d'occupation (TO) et le débit. Si deux boucles sont situées à faible distance, elles peuvent être utilisées pour mesurer également la vitesse et la longueur des véhicules. Toutes les boucles recueillent des données individuelles, à partir desquelles elles produisent des valeurs moyennes sur des périodes d'agrégation qui dépendent de l'exploitant.	19
Bouchon	Traffic jam	Zone de la route où les véhicules sont gênés les uns par les autres, chaque véhicule retardant le véhicule qui le suit. Un bouchon évolue généralement entre une queue de bouchon (dont la position évolue) et une tête de bouchon, dont la position est celle du point de contrainte.	37
Capacité	Capacity (maximal throughput)	Débit maximum d'une infrastructure. Chaque infrastructure étant intégrée à un réseau et contrainte par des feux par exemple, il arrive fréquemment qu'on ne puisse mesurer directement la capacité.	33
Capacité résiduelle	Remaining capacity	Capacité (généralement d'une autoroute) qui subsiste lorsque l'infrastructure est soumise à un incident par exemple.	
Capteur de trafic	Traffic detector	Les capteurs de trafic permettent de mesurer différentes caractéristiques des véhicules et des flots. On distingue les capteurs de trafic fixes (liés à l'infrastructure) ou mobiles (embarqués à bord des véhicules : odomètres, capteurs de nombre de passagers...). On peut également distinguer les capteurs qui produisent des données individuelles (date de passage, vitesse instantanée...) des capteurs qui collectent des données collectives.	19
Carrefour	Crossroad intersection	Zone du réseau où plusieurs flux d'origine ou de destination locale différentes interagissent. On distingue les carrefours urbains, plans, où les interactions se font à angle droit, des carrefours dénivélés, sur route à grand gabarit, ou les changements de direction se font tangentielle au flux principal, par des changements de voies.	
Changement de voie	Lane change ou Lane changing	Action de passer d'une voie à la voie adjacente. On distingue les changements de voies qui permettent à l'usager de présélectionner une voie avant un changement de direction (changement de voie obligatoire ou <i>mandatory changing lane</i>) des changements de voie qui permettent à l'usager de maintenir des conditions de circulation qui lui conviennent (changement de voie de convenance ou <i>discretionary changing lane</i>).	

Choix d'itinéraire	Route choice	Fait, pour un individu de choisir parmi les différents itinéraires qui relient son origine à sa destination. Le choix d'itinéraire intervient après le choix du mode. Le choix d'itinéraire peut être fait soit avant le parcours, soit pendant celui-ci. L'information délivrée aux usagers, surtout si elle est dynamique (c'est-à-dire tient compte des évolutions des conditions de circulation), peut influer sur le choix d'itinéraire, ainsi que des congestions inhabituelles par exemple.	71
Concentration ou densité	Density	Nombre de véhicules contenus à un instant dans une portion de voie de longueur donnée.	17
Congestion	Congestion	État du trafic qui conduit les usagers à ne pas circuler à leur vitesse désirée. En congestion, la trajectoire d'un véhicule est déterminée par celle du véhicule qui le précède. On peut distinguer la congestion de demande (pointe de demande se présentant sur une infrastructure de capacité constante) de la congestion d'offre (causée par une chute de capacité – liée à un incident par exemple – avec une demande approximativement constante).	37
Conservation des véhicules	Vehicles conservation law	La conservation des véhicules est la loi de comportement du flux de trafic qui permet de calculer le nombre de véhicules présents sur une infrastructure à un instant comme étant ceux présents sur cette infrastructure quelque temps auparavant moins le nombre de véhicules sortis entre ces deux instants, plus le nombre de véhicules entrés entre ces deux instants.	79
Couple véhicule conducteur	Car-driver pair	Entité constituée du conducteur et du véhicule qu'il conduit. On considère que le comportement du couple véhicule-conducteur résulte à la fois des caractéristiques physiques du véhicule (puissance, poids...) et des particularités du conducteur (créneau de sécurité à respecter, vitesse désirée...).	13
Créneau spatial	Space gap	Espace séparant à un instant donné l'avant d'un véhicule de l'arrière du véhicule qui le précède.	15
Créneau temporel ou intervalle	Time gap	Temps séparant le passage en un point donné de l'avant d'un véhicule de l'arrière du véhicule qui le précède.	15
Débit	Flow	Nombre de véhicules passant en un point pendant une période donnée.	17
Débits cumulés	Cumulative vehicle' counts (CVC)	Courbe qui représente l'évolution du nombre de véhicules passés en un point au cours du temps. Les débits cumulés sont toujours croissants.	51
Demande	Demand	Quantité de trafic qui cherche à s'écouler sur une infrastructure. On distingue la demande de déplacement (nombre de déplacements qui vont chercher à s'effectuer sur l'ensemble des modes disponibles dans un réseau urbain donné par exemple) de la demande de trafic d'une infrastructure donnée. La demande de trafic n'est mesurée (au travers du débit) que lorsque le trafic est fluide. Lorsqu'il y a congestion, le débit est une mesure de l'offre et non de la demande.	38
Déplacement	Travel, Journey	Mouvement d'un usager du réseau de transport d'une origine à une destination. Un déplacement s'effectue en utilisant un ou plusieurs modes. On distingue généralement les déplacements suivant leurs motifs : domicile travail, loisirs, achats...	
Diagramme fondamental	Fundamental relationship / diagram	Relation phénoménologique entre deux des trois variables globales du trafic (débit, concentration et vitesse du flot).	29
Distance inter-véhiculaire ou espacement	Spacing	Distance entre les avants ou les arrières de deux véhicules se suivant sur une file.	15

Écoulement	Traffic flow	Partie de l'étude du trafic qui se consacre à l'analyse et à la caractérisation de la progression des véhicules sur des routes choisies par ailleurs. L'écoulement s'intéresse à la conduite en file et aux changements de voies sur les différents types de tronçons et aux carrefours.	
Exploitant routier	Road traffic manager	L'exploitant routier est la personne ou la structure qui applique les techniques de gestion de la circulation. Cette structure peut être une société concessionnaire d'autoroute (SCA), un service de l'État (direction interdépartementale des routes – DIR) ou une collectivité locale (conseil général – CG, commune ou communauté de communes). De plus en plus fréquemment, des équipes mixtes sont mises en place pour coordonner la gestion des réseaux interconnectés des grandes agglomérations.	
Exploitation ou gestion du trafic routier	Road traffic management	Ensemble des techniques utilisées par les exploitants routiers pour améliorer le fonctionnement d'une infrastructure. Cette amélioration peut viser à diminuer la congestion ou à réduire d'autres nuisances (accidents, pollutions, consommation d'énergie fossile...). Ces méthodes reposent sur le maintien de la viabilité de la route (déneigement, dégagement des différents obstacles), sur l'information des usagers (pour retarder leur départ ou pendant leur trajet les amener à utiliser toutes les mailles disponibles du réseau) ou sur la gestion des flux par le réglage des feux de circulation, la mise en place de régulation de vitesse...	
File d'attente	Queue	Phénomène observé lorsque les véhicules sont ralentis en raison d'un obstacle (feu rouge, péage, incident, tunnel...). La file d'attente n'est pas toujours constituée de véhicules à l'arrêt et on observe en son sein des zones de vitesses très variables.	37
Fluidité	Free flow	État de l'écoulement du trafic pendant lequel la plupart des véhicules roulent à leur vitesse désirée ou à une vitesse très faiblement inférieure.	37
Heures de pointe du matin et du soir (HPM et HPS)	Morning and evening peaks	Période de la journée où un réseau urbain ou périurbain doit écouler une demande supérieure à celle du reste de la journée. Généralement, sauf dans les communes très peu denses, les heures de pointe s'accompagnent de congestion, tant sur le réseau de voies rapides urbaines que sur le réseau de surface.	
Hypothèse simplificatrice	Simplifying hypothesis	Formulation d'un problème qui permet de le simplifier en ne retenant que les composantes principales. Par exemple, pour modéliser la conduite en file, on sera fréquemment amené à ne pas considérer que le comportement d'un couple véhicule-conducteur soit dépendant du véhicule qui les suit, mais seulement du véhicule qui le précède.	
Information des usagers	Users information	Système qui diffuse aux utilisateurs de la route ou plus largement d'un réseau de transport des informations sur leurs conditions de déplacement. On distingue l'information avant le départ, par internet par exemple, de l'information pendant le trajet, par la radio, par les panneaux à messages variables, ...	71
Leader	Leader	Dans la conduite en file, on étudie généralement le comportement de deux véhicules successifs, le leader est celui dont le comportement influe sur le véhicule qui le suit (voir <i>suiveur</i>).	15

Matrice origine-destination	Origin-destination matrix	Tableau décrivant, pour chaque zone origine d'une agglomération, les déplacements qui s'effectueront vers toutes les zones de destination pendant une période donnée. On distingue les matrices origine-destination de pointe du matin, et les matrices origine-destination connues sur des périodes plus courtes. Ces dernières sont très difficiles à obtenir. Des méthodes d'estimation à partir des débits mesurés peuvent être envisagées sur des zones de petite taille (quartiers, réseaux de voies rapides urbaines).	71
Mode	Transportation mode	Nature du moyen de transport utilisé. On distingue par exemple le mode véhicule particulier (auquel cet ouvrage est largement consacré), le mode aérien, le mode transports collectifs urbains, le mode piéton... Chaque déplacement utilise un ou plusieurs modes de transport.	
Modélisation	Modelling	Processus de décomposition des phénomènes complexes en un ensemble de composants que l'on peut alors résumer en une série d'équations ou de formulations. La modélisation de l'écoulement peut par exemple consister à séparer le phénomène en d'une part des changements de voies, d'autre part un comportement de poursuite. Des hypothèses simplificatrices permettent de concentrer l'effort de modélisation sur les parties du phénomène modélisé les plus significatives.	
Onde de choc	Shock wave	L'onde de choc est la discontinuité entre deux zones de concentration et de débits différents. Elle correspond par exemple à l'arrière d'une file d'attente.	80
Pourcentages directionnels	directional splits	Fractions des véhicules qui à un carrefour se dirigent vers chacune des sorties.	71
Poursuite	Car-following	Comportement d'un véhicule qui suit son prédecesseur (voir leader). Le comportement de poursuite s'observe lorsque le trafic est relativement dense, au contraire du trafic libre, lorsque chaque véhicule détermine sa vitesse indépendamment des autres.	
Prévision	Prediction	Utilisation de données et d'un modèle (statistique ou phénoménologique) pour prévoir ce qui va se produire. Une caractéristique importante de la prévision est son horizon, qui peut être de quelques minutes à plusieurs années.	
Réseau de surface	Surface network	Le réseau de surface est constitué des artères urbaines. Il est nommé ainsi par opposition au réseau de voies rapides, qui, principalement aux États-Unis d'Amérique, est généralement dénivelé. Le réseau de surface peut contenir des carrefours réglés par des carrefours à feux ou des règles de priorité.	
Réseau routier	Road network	Le réseau routier est composé de tous les tronçons et de tous les carrefours empruntés par les usagers. Les réseaux routiers peuvent être urbains, péri ou interurbains. Ils se caractérisent par le nombre de mailles qu'ils contiennent et qui permettent d'utiliser un plus ou moins grand nombre d'itinéraires pour aller d'une origine à une destination. Les réseaux routiers sont constitués de voies ayant différentes capacités et différents gestionnaires. Une hiérarchie existe donc à l'intérieur d'un réseau routier. On peut parler de réseau routier structurant par exemple.	
Simulation	Simulation	Simuler une situation de trafic consiste à utiliser un outil de simulation pour obtenir des indications chiffrées sur l'état du trafic compte tenu de données d'entrées (demandes, ...) de paramètres (largeurs des voies, vitesses désirées). La simulation est une méthode efficace pour prévoir l'impact de modifications d'infrastructures si son utilisateur connaît bien les limites du modèle (qui est toujours contenu dans l'outil de simulation) et si les données d'entrées sont suffisamment disponibles.	

Suiveur	Follower	Dans la conduite en file, on étudie généralement le comportement de deux véhicules successifs, le suiveur agissant pour maximiser sa vitesse tout en respectant des contraintes de sécurité, compte tenu de la position et de la vitesse du leader.	
Taux d'occupation	Occupancy / occupancy rate	Fraction de la période de mesure pendant laquelle une boucle électromagnétique détecte un signal magnétique. Cette valeur est exprimée en pourcent et est une mesure imparfaite de la concentration ou densité.	19
Temps de parcours	Travel time	Temps de déplacement d'un usager entre un point et un autre (A et B). On distingue le temps de parcours mesuré au moment de passage en B (dit temps de parcours réalisé) du temps de parcours annoncé au moment où le véhicule passe en A. On peut également parler de temps de parcours instantané, lorsqu'à un instant on utilise la vitesse mesurée en un point situé entre A et B pour déduire le temps de parcours entre A et B compte tenu de la distance entre ces deux points.	59
Temps inter-véhiculaire	Inter vehicular time	Temps séparant le passage en un point donné des avants ou des arrières de deux véhicules qui se suivent.	
Temps total perdu	Total wasted time / total delay	Temps perdu par l'ensemble des usagers dans une congestion. C'est la somme de tous les temps perdus par tous les usagers concernés par cette congestion. Si on utilise la méthode des débits cumulés, le temps total perdu correspond à la surface séparant la demande cumulée du débit cumulé effectif.	54
Tronçon ou section	Link	Partie d'une route comprise entre deux carrefours.	
Variabilité des temps de parcours	Travel times variability	Le temps de parcours varie entre les usagers, mais aussi, pour un même usager quittant son domicile tous les jours à la même heure, d'un jour à l'autre. Cette variabilité est pénalisante pour l'utilisateur du réseau et la gestion de trafic peut se fixer comme objectif de la réduire.	
Vitesse du flot	Flow speed	Vitesse d'écoulement du flot. Elle est égale au rapport entre le débit et la concentration.	23
Vitesse individuelle	Individual speed	Vitesse d'un véhicule. On peut mesurer une vitesse individuelle instantanée (au moment de passage sur un capteur, par exemple) ou une vitesse individuelle moyenne sur un itinéraire.	13
Vitesse moyenne spatiale	Space mean speed	Vitesse moyenne de tous les véhicules présents à un instant sur une portion de route de longueur donnée.	22
Vitesse moyenne temporelle	Time mean speed	Vitesse moyenne de tous les véhicules traversant un point de la route pendant une période de longueur donnée.	22

UNDERSTANDING ROAD TRAFFIC: METHODS AND CALCULATIONS

The high level of traffic demand, the significant number of players involved and the close-knit relationships between road networks make road traffic a complex area to study. Network congestion is an increasingly common phenomenon that is directly perceived by the general public, insofar as many users have personal experience of it.

This explains why traffic theoreticians have been trying to gain a better, quantified understanding of the mechanisms in operation for the past 50 years or so.

This publication aims to provide an accessible review of the subject at this point. Firstly, it sets out the different variables used to characterise the progress of vehicles along a thoroughfare, and secondly the fundamental relationships between some of these variables.

By way of illustration, this is followed by a number of simple calculations for estimating the time taken to get through a traffic jam.

The next section looks at the concepts of cumulative flows and journey times, whilst the last chapter deals with the problem of interconnected networks and calculations relating to spatio-temporal changes in congestion. Finally, there are a number of appendices, with a series of exercises and suggested answers, a French-English glossary and a bibliography.

This publication is aimed primarily at professionals dealing with the problems of congestion, whether as operators of urban, suburban or interurban transport networks, or heading up research into the design of new infrastructure or improving the operation of existing infrastructure. It may also be of interest to undergraduate and Masters students, particularly those studying engineering.

COMPRENDER LA CIRCULACIÓN POR CARRETERA MÉTODOS Y CÁLCULOS

El elevado nivel de la demanda de tráfico, el importante número de actores concernidos, así como el mallado de las redes viales, contribuyen a hacer de la circulación por carretera un ámbito de estudios complejo. La congestión de las redes es un fenómeno cada vez más corriente y directamente perceptible por el público en general, ya que la sufren numerosos usuarios.

Por ello, desde hace unos cincuenta años, los teóricos del tráfico intentan comprender mejor y cuantificar los mecanismos en práctica.

La presente obra intenta evaluar el tema de manera accesible. Presenta, en primer lugar, las diferentes variables que permiten caracterizar la progresión de los vehículos en una vía y, a continuación, la relación fundamental que permite relacionar algunas de estas variables.

A título de ilustración, se proporcionan algunos cálculos sencillos, que permiten estimar el tiempo para atravesar un atasco.

Se abordan, a continuación, las nociones de caudales acumulados y tiempos de recorrido. Cierran la obra la problemática de las redes malladas, así como los cálculos de evolución espacio-temporal de la congestión. La completan además varios anexos (serie de ejercicios con sus correcciones, glosario francés-inglés y bibliografía).

La presente obra se dirige, particularmente, a los profesionales confrontados a los fenómenos de congestión, ya sean explotadores de redes urbanas, peri o interurbanas, o incluso encargados de estudios con la misión de concebir nuevas obras o mejorar el funcionamiento de las infraestructuras existentes. Los estudiantes de tercer y cuarto año de universidad, en particular en escuelas de ingenieros, podrán encontrar igualmente un interés en la lectura de esta obra.

© Certu – 2010

Service technique placé sous l'autorité du ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer, en charge des technologies vertes et des négociations sur le climat, le centre d'Études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques a pour mission de faire progresser les connaissances et les savoir-faire dans tous les domaines liés aux questions urbaines. Partenaire des collectivités locales et des professionnels publics et privés, il est le lieu de référence où se développent les专业ismes au service de la cité.

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement de Certu est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que ce soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du code pénal.

Coordination : Service éditions Certu (B. Daval)

Maquettage couverture : PAO Concept tél. 04 78 22 70 35

Source illustrations couverture : Inrets – Inrets (S. Jeannin)

Impression : Jouve tél. 01 44 76 54 40

Achevé d'imprimer : mai 2010

Dépôt légal : 2^e trimestre 2010

ISSN : 1263-3313

ISBN : 978-2-11-098892-8

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF).

L'imprimerie Jouve est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Cet ouvrage est en vente au Certu

Bureau de vente :

9, rue Juliette-Récamier

69456 Lyon cedex 06

Tél. (+33) (0) 4 72 74 59 59

Internet : <http://www.certu.fr/catalogue>

centre d'Études
sur les réseaux,
les transports,
l'urbanisme et
les constructions
publiques

Grande Arche,
Paroi Sud
92055 Paris La Défense
Cedex

Téléphone :
+33 1 40 81 21 22

Télécopie :
+33 1 40 81 16 30

Cette collection comporte les guides techniques, les ouvrages méthodologiques et les autres ouvrages qui, sur un champ donné, présentent de manière pédagogique ce que le professionnel doit savoir. Le Certu a suivi une démarche de validation du contenu et atteste que celui-ci reflète l'état de l'art. Il recommande au professionnel de ne pas s'écartez des solutions préconisées dans le document sans avoir pris l'avis d'experts reconnus.

Le Certu publie également les collections : débats, dossiers, rapports d'étude.

Comprendre le trafic routier

Méthodes et calculs

Le niveau élevé de la demande de trafic, le nombre important d'acteurs concernés, ainsi que le maillage des réseaux viaires, contribuent à faire du trafic routier un domaine d'études complexe. La congestion des réseaux est un phénomène de plus en plus courant, et directement perceptible par le grand public, car elle est subie par de nombreux usagers. C'est pourquoi, depuis une cinquantaine d'années, des théoriciens du trafic cherchent à mieux comprendre et à quantifier les mécanismes à l'œuvre.

Le présent ouvrage tente de faire le point, de manière accessible, sur le sujet. Il présente en premier lieu les différentes variables qui permettent de caractériser la progression des véhicules sur une voie, puis la relation fondamentale qui permet de relier certaines de ces variables.

À titre d'illustration, quelques calculs simples, permettant d'estimer le temps de traversée d'un bouchon, sont ensuite fournis. Les notions de débits cumulés et de temps de parcours sont ensuite abordées. La problématique des réseaux maillés, ainsi que les calculs d'évolution spatio-temporelle de la congestion terminent l'ouvrage, qui est par ailleurs complété par plusieurs annexes (série d'exercices avec leurs corrigés, glossaire français-anglais et bibliographie).

Le présent ouvrage s'adresse tout particulièrement aux professionnels confrontés aux phénomènes de congestion, qu'ils soient exploitants de réseaux urbains, péri ou interurbains, ou encore chargés d'études chargés de concevoir de nouveaux ouvrages ou d'améliorer le fonctionnement des infrastructures existantes. Les étudiants de niveau licence et maîtrise, en particulier en école d'ingénieurs, pourront également trouver de l'intérêt à la lecture de cet ouvrage.

English summary at the end of the work.

Ver la síntesis en español al final del libro.

I SUR LE MÊME THÈME

■ **La gestion dynamique des voies**
État de l'art et recommandations
2009

■ **Plan de gestion du trafic périurbain**
Guide méthodologique
2008

■ **Les temps de parcours**
Estimation, diffusion et approche multimodale
2008 - téléchargeable sur www.certu.fr/catalogue

■ **La régulation d'accès par feux**
Une technique pour faire face à l'accroissement de la demande de trafic ?
2006 - téléchargeable sur www.certu.fr/catalogue

Ressources, territoires, habitats et logement
Développement durable
Énergie et climat
Prévention des risques Infrastructures, transports et mer
Présent pour l'avenir



www.certu.fr
Prix : 20 euros
ISSN : 1263-3313
ISBN : 978-2-11-098892-8