
Table des matières

Remerciements	3
Table des matières	7
Introduction générale.....	13
Chapitre I Etude bibliographique.....	17
I.1 Introduction	17
I.2 Les constituants de la voie ferrée	17
I.2.1 Plateforme.....	18
I.2.2 Structure d'assise	18
I.2.3 Armement	19
I.3 Mécanismes de dégradation des LGV	20
I.3.1 Défauts de l'armement.....	21
I.4 Sollicitations sur les LGV	22
I.5 Modélisation des voies ferrées	24
I.6 Le logiciel ViscoRail : outil de modélisation utilisé dans la suite de la thèse.....	26
I.6.1 Principe du code	26
I.6.1.1 Le logiciel ViscoRoute© 2.0	26
I.6.1.2 Le logiciel ViscoRail : extension de ViscoRoute© 2.0 dans le domaine ferroviaire.....	26
I.6.1.3 Principaux résultats de la thèse d'A. Martin.....	27
I.6.1.4 Analyse de sensibilité de l'accélération verticale aux paramètres de conception de la LGV	32
I.7 Maintenance des voies ferrées.....	34
I.8 Les enrobés bitumineux.....	36
I.8.1 Caractéristiques des matériaux bitumineux	36
I.8.1.1 Composition	36
I.8.1.2 Propriétés des enrobés bitumineux	36
I.8.1 Comportement des matériaux bitumineux	38
I.8.1.1 Comportement réversible des matériaux bitumineux	38
I.8.1.2 Comportement en fatigue des enrobés bitumineux.....	40
I.9 Utilisation des enrobés bitumineux dans le domaine ferroviaire	43
I.9.1 Avantages de l'utilisation des matériaux bitumineux dans le domaine ferroviaire	43
I.9.1 Retours d'expérience sur les voies ballastées avec sous-couches bitumineuses	44
I.9.1.1 Italie.....	44
I.9.1.2 France	45
I.9.1.3 Espagne	51

I.9.1.4 Japon.....	52
I.9.1.5 Etats Unis	52
I.9.1.6 Autriche	53
I.9.1.7 Maroc	53
Chapitre II La ligne à grande vitesse Bretagne – Pays de la Loire	55
II.1 Description de la LGV BPL	55
II.1.1 Introduction de la ligne à grande vitesse BPL	55
II.1.2 Description des sections instrumentées de la LGV BPL	56
II.2 Instrumentation de la voie	58
II.2.1 Nature des capteurs	58
II.2.1.1 Sondes de température	58
II.2.1.2 Sondes d'humidité.....	58
II.2.1.3 Extensomètres de mesure des déformations horizontales et verticales	59
II.2.1.4 Accéléromètre	59
II.2.1.5 Capteur de mesure de déflexion ancré	60
II.2.1.6 Station météo.....	60
II.2.2 Positionnement des capteurs sur les sections	61
II.2.2.1 Section 1 PK 5+250	61
II.2.2.2 Section 2 PK 156+950	62
II.2.2.1 Section 3 PK 21+100.....	63
II.2.2.1 Section 4 PK 27+850.....	64
II.3 Système d'acquisition de données de la LGV BPL	65
II.3.1 Plateforme d'acquisition à distance.....	65
II.3.1.1 Principe de la plate-forme PEGASE	65
II.3.1.2 Généricité matérielle	65
II.3.1.3 Généricité logicielle	66
II.3.1.4 Plateforme d'acquisition de données de la LGV BPL.....	66
II.3.2 Acquisition des données.....	68
Chapitre III Analyse des données de la phase de montée en vitesse	71
III.1 Introduction	71
III.2 Description de la phase de montée en vitesse.....	71
III.3 Traitement des données	73
III.3.1 Description générale	73
III.3.2 Calcul de la vitesse des trains	73
III.3.3 Filtrage des mesures.....	74
III.3.4 Méthode de « cumul des bogies porteurs ».....	75
III.3.5 Validation des mesures d'accélération et de déplacement	77
III.4 Résultats de la phase de montée en vitesse.....	78
III.4.1 Analyse des mesures de déflexion	78
III.4.1.1 Section 1	79
III.4.1.2 Section 2	79
III.4.1.3 Section 4	80
III.4.2 Analyse des mesures d'accélération	80
III.4.2.1 Section 1	81
III.4.2.2 Section 2	82
III.4.2.3 Section 4	86

III.4.3 Analyse des mesures des extensomètres	88
III.4.3.1 Section 2	88
III.4.3.2 Section 4	90
III.4.3.3 Section 1	92
III.5 Comparaison entre structure granulaire et structure bitumineuse.....	93
III.5.1 Mesures de déflexion	94
III.5.2 Mesures d'accélération.....	95
III.6 Tableaux récapitulatifs.....	98
III.7 Conclusion	100
Chapitre IV Interprétation des mesures de la phase de montée en vitesse à l'aide de ViscoRail	
.....	10
1	
IV.1 Introduction	101
IV.1.1 Paramètres d'entrée de ViscoRail.....	101
IV.2 Calage de jeux de données de référence pour les sections instrumentées de la LGV BPL .	104
IV.2.1 Introduction.....	104
IV.2.2 Calage du jeu de données (JDD) de ViscoRail pour les sections instrumentées de la ligne BPL	104
IV.2.2.1 Sections 2 et 4.....	104
IV.2.2.2 Section 1	107
IV.2.3 Etude de sensibilité	108
IV.2.3.1 Section 2	108
IV.2.3.2 Section 4	109
IV.2.3.3 Section 1	110
IV.3 Confrontation entre les mesures in-situ de BPL et les calculs ViscoRail basés sur les paramètres de référence	110
IV.3.1 Modélisation de la Section 2.....	111
IV.3.2 Modélisation de la section 4	117
IV.3.3 Modélisation de la section 1	122
IV.4 Conclusion.....	124
Chapitre V Grandeurs à évolutions lentes	125
V.1 Introduction.....	125
V.2 Mesures de température	125
V.2.1 Sections bitumineuses 1 et 4	125
V.2.1.1 Variations journalières	126
V.2.1.2 Gradient de température.....	127
V.3 Mesures de teneur en eau.....	128
V.3.1 Variations à court terme	129
V.3.1.1 Section granulaire	129
V.3.1.2 Section bitumineuse	131
V.3.2 Variations à long terme	133
V.3.2.1 Section granulaire	133
V.3.2.2 Sections bitumineuses	133

V.4 Mesures de déflexion.....	135
V.5 Comparaison de la réponse des structures ferroviaires avec celle des chaussées routières ..	136
V.6 Conclusion	139
Chapitre VI Première analyse des mesures de la phase d'exploitation commerciale..	141
VI.1 Introduction	141
VI.2 Traitement des données	141
VI.2.1 Description générale	141
VI.3 Caractérisation du trafic pendant la phase commerciale.....	143
VI.4 Analyse des mesures.....	144
VI.4.1 Mesures de déflexion	144
VI.4.1.1 Section 2	145
VI.4.1.2 Section 4	146
VI.4.1.3 Section 1	148
VI.4.2 Mesures d'accélération.....	149
VI.4.2.1 Section 2	149
VI.4.2.2 Section 4	153
VI.5 Comparaison entre les réponses de la structure 2 granulaire et de la structure 4 bitumineuse.....	158
VI.6 Conclusion.....	159
Chapitre VII Incidence théorique du comportement des semelles sous rails sur la réponse des voies ferrées	161
VII.1 Etude bibliographique sur les semelles (pads) sous rails	162
VII.2 Calcul linéaire de la réponse des voies ferroviaires sous charge roulante avec approximation quasi-statique	164
VII.2.1 Approximation dans le cas élastique de la solution dynamique à partir de calculs statiques successifs.....	164
VII.2.2 Couplage RDM-Massif : cas linéaire en statique	165
VII.3 Calcul non linéaire de la réponse des voies ferroviaires sous charge roulante avec approximation quasi-statique	168
VII.3.1 Couplage RDM- Massif : cas élastique non linéaire	168
VII.3.2 Résolution par la méthode de Point Fixe.....	169
VII.3.3 Résolution par la méthode de Newton.....	170
VII.3.4 Validation de l'implémentation dans le cas linéaire.....	171
VII.3.5 Module de post-traitement de ViscoRail pour le calcul des accélérations	172
VII.4 Incidence de la non linéarité des semelles.....	173
VII.4.1 Semelle non linéaire à loi puissance.....	173
VII.4.2 Comparaison entre semelle non linéaire expérimentale et semelle linéaire pour le cas de la LGV BPL.....	174
VII.4.3 Effet linéaire/non linéaire à même valeur de raideur sécante sur les traverses les plus chargées.....	177
VII.5 Conclusion	179
Conclusion générale et perspectives	181

Références bibliographiques	185
--	------------

Annexes 195

A. Phase de montée en vitesse	195
B. Phase Commerciale.....	199
C. Sollicitations produites par les trains de travaux	212

Introduction générale

Le dimensionnement des lignes ferroviaires à grande vitesse (LGV) et leur durabilité constituent des enjeux majeurs, dans le domaine du transport ferroviaire. Il existe en France un retour d'expérience important, de près de 40 ans dans le domaine des voies LGV « classiques » i.e., les voies ballastées avec une couche en matériaux granulaires sous le ballast, qui a permis d'améliorer les règles de conception (amélioration des sous-couches granulaires, introduction de couches de forme en sols traités, etc.) (Lambert, Le Dizes, Giraud, Robinet, & Talfumière, 2011). Les phénomènes de tassement et d'usure du ballast, causés par les sollicitations dynamiques à fréquence élevée, restent cependant un problème important sur les voies à grande vitesse et conduisent à des fréquences et des coûts de maintenance élevés. Plusieurs études ont montré que ces tassements étaient liés aux accélérations élevées produites dans le ballast par les trains à grande vitesse circulant sur la voie, qui peuvent désorganiser l'assemblage granulaire (Martin, 2014). Différentes lois de tassement du ballast ont également été proposées (Al Shaer, 2005; Bodin, 2001). La mise en place d'un suivi détaillé des LGV, afin de vérifier leur comportement et de valider les hypothèses de dimensionnement est indispensable afin d'améliorer les connaissances sur leur comportement, dans la perspective de projets futurs.

Par ailleurs, depuis quelques années, on voit se développer de nouveaux types de structures ferroviaires : soit rigides (en béton), soit comportant des couches bitumineuses sous le ballast. La solution avec sous-couche bitumineuse a été utilisée sur les lignes à grande vitesse depuis les années 70 notamment aux Etats Unis, en Italie et en Espagne. En France, l'intérêt pour cette technique est récent, et une première section test, d'une longueur de 3 km environ a été réalisée sur la ligne LGV Est Européenne, avec une couche en GB4 sous le ballast. Les retours d'expérience indiquent un bon comportement et une bonne durabilité de ces couches d'enrobés, qui sont peu sollicitées dans les structures ferroviaires, en comparaison avec les applications routières.

La ligne LGV « Bretagne – Pays de la Loire » représente la première application à grande échelle de cette nouvelle technique, avec des conditions de plate-forme variées. Cette ligne comporte 77 km de voie classique avec une sous-couche en matériaux granulaires et 105 km de voie avec une sous couche bitumineuse sous le ballast. La couche bitumineuse a été choisie à la fois pour faciliter la construction, en offrant une plate-forme de très bonne portance, circulaire par tout temps, et pour améliorer la durabilité de la voie. L'objectif était en particulier de diminuer l'amplitude des accélérations produites au passage des rames TGV. Une instrumentation détaillée, sur plusieurs sections, semblait donc indispensable pour suivre cette ligne nouvelle, et comparer le comportement des sections avec sous-couche granulaire et avec sous-couche bitumineuse.

Le comportement des voies ferrées a été modélisé à l'IFSTTAR dans la récente thèse de (Martin, 2014), qui a conduit au développement du logiciel ViscoRail, conçu pour le calcul de la réponse

dynamique des structures ballastées. Ce logiciel s'applique au calcul d'une section courante rectiligne, homogène et sans défaut et permet de prendre en compte le comportement viscoélastique d'une couche bitumineuse sous ballast. ViscoRail est basé sur un modèle multicouche, qui permet des calculs rapides, ce qui en fait un outil bien adapté à des calculs de dimensionnement, ou des études paramétriques. Il permet ainsi d'étudier l'influence de différentes caractéristiques de la structure, telles que le module des différentes couches, ou la raideur des semelles situées sous les rails, sur la réponse mécanique de la voie. Cet outil a fait l'objet d'une première validation dans la thèse d'A. Martin, mais il semblait important de le valider sur un plus grand nombre de données de mesure, obtenues sur voies réelles, pour différents types de structures, et différentes vitesses de trains.

Le présent travail de thèse s'inscrit dans le cadre d'un projet collaboratif « Instrumentation BPL » piloté par l'IRT Railenium, et dont les partenaires sont Eiffage, IFSTTAR, SNCF Réseau, SETEC et l'Université de Lille. Dans ce projet, quatre sections de la voie BPL ont été instrumentées, afin de pouvoir étudier le comportement des différentes structures, avec et sans sous-couche bitumineuse, et d'évaluer leur durabilité.

Nous nous intéressons dans cette thèse au traitement et à l'analyse de la grande base de données de mesures provenant de cette instrumentation. L'objectif est d'étudier la réponse dynamique des différentes structures utilisées sur la LGV BPL et en particulier d'évaluer le comportement des structures avec sous-couche bitumineuse, de comprendre l'effet de la rigidité de la structure sur les accélérations générées et de confirmer les hypothèses de dimensionnement retenues et les avantages de ce type de structure ferroviaire. A la lumière des travaux de thèse de (Martin, 2014), nous chercherons également à caler et à valider le modèle ViscoRail sur les sections de la LGV BPL pour différentes vitesses et conditions. Enfin, l'une des finalités de ce travail est également la recherche de dispositions constructives permettant, de manière générale, de diminuer les effets dynamiques.

Ce mémoire est organisé en sept chapitres suivis d'une conclusion générale.

- Le Chapitre I décrit dans un premier temps les structures LGV, les sollicitations auxquelles elles sont soumises, leurs mécanismes de dégradation et les opérations de maintenance. A la suite de cela, on aborde les modèles permettant de décrire le comportement dynamique des structures ferroviaires sous les sollicitations des trains, et en particulier le logiciel ViscoRail. On passe en revue dans un second temps le comportement des matériaux bitumineux, et le retour d'expérience sur leur utilisation dans le domaine ferroviaire, ainsi que les avantages de cette technique.

- Le Chapitre II présente une description détaillée des différentes structures des quatre sections instrumentées de la LGV « Bretagne-Pays de la Loire ». L'instrumentation de ces sections et les différents capteurs installés dans les structures ainsi que leur positionnement sont détaillés. Le système d'acquisition des données, basé sur les cartes PEGASE, et la transmission à distance des données sont présentés.

- Le Chapitre III présente les résultats de la première phase d'acquisition des données : la phase de montée en vitesse. Dans un premier temps, on détaille l'automatisation du traitement des données effectuée pour cette phase et on illustre les résultats des mesures des capteurs sur les différentes sections. Dans un second temps, on compare les mesures obtenues sur la section granulaire et sur la section bitumineuse, afin de mettre en évidence l'intérêt de l'utilisation de la grave bitume (GB4) comme couche sous ballast dans les voies ballastées.

- Le Chapitre IV est consacré au calage des différents paramètres mécaniques des sections instrumentées de la LGV BPL et à la validation de l'implémentation numérique du logiciel ViscoRail par confrontation des résultats de calcul aux mesures réelles in situ. Le calage a été fait en plusieurs étapes de modélisation successives. L'étude menée s'appuie sur l'interprétation des résultats de la phase de montée en vitesse exploités dans le chapitre précédent. En conclusion, la pertinence de ViscoRail est discutée.

- Le Chapitre V présente des résultats de mesure complémentaires, d'une série de capteurs installés sur les différentes sections de la LGV BPL. Il s'agit des capteurs mesurant les conditions environnementales dans les différentes couches : les températures, les teneurs en eau, ainsi que le tassement des structures de la LGV BPL sont étudiés. Les mesures ont été effectuées en continu, pour 30 mois de service de la LGV. Une comparaison entre les mesures expérimentales de température au sommet de la couche d'enrobé bitumineux dans les chaussées routières et dans les structures bitumineuses de la voie BPL a également été réalisée.

- Le Chapitre VI se focalise sur les résultats de la deuxième phase d'acquisition des données : la phase de circulation commerciale qui a débuté avec l'inauguration de la LGV en juillet 2017. Un traitement et une analyse des données sont réalisés sur la base de mesures effectuées sous trafic réel, entre Juillet 2017 et Mai 2019.

- Le Chapitre VII aborde la recherche de solutions permettant la diminution des accélérations dans la couche de ballast et porte plus spécifiquement sur l'incidence du comportement des semelles sous rails sur les accélérations induites dans les structures d'assises ferroviaires. Une extension de ViscoRail dans le cadre de la prise en compte du comportement non linéaire des semelles sous rails est développée.

Enfin, les conclusions et des perspectives à ce travail sont présentées en fin de manuscrit.

Chapitre I Etude bibliographique

I.1 Introduction

Dans ce premier chapitre, nous réalisons une synthèse bibliographique dans le but de préciser le cadre de nos études autour des lignes à grande vitesse (LGV) et plus précisément sur l'utilisation des enrobés bitumineux dans la construction des voies ferrées. On commence d'abord par définir les constituants de la voie ferrée ballastée. On résume ensuite les défauts de la LGV et les sollicitations subies sur la structure ferroviaire. Ce qui nous amène à présenter un panorama sur des modèles existants proposés au fil du temps, plus ou moins complexes, de manière à reproduire le comportement dynamique sous sollicitations. Le logiciel ViscoRail, étant un outil de calcul de la réponse dynamique des voies ferrées, qui a servi dans les présents travaux est largement détaillé ainsi que les études effectuées à l'aide du logiciel dans la thèse de (Martin, 2014). Les opérations de maintenance sur les LGV sont expliquées brièvement.

Après les généralités et les connaissances sur les voies ferrées, un état d'art est présenté sur les enrobés bitumineux et leur comportement réversible et en fatigue. Sachant que la LGV BPL est construite en insérant une sous couche d'enrobé, une étude sur l'utilisation des matériaux bitumineux dans le domaine ferroviaire ainsi que les nombreux avantages de cette technique est réalisée en fin de ce chapitre.

I.2 Les constituants de la voie ferrée

Comme schématisé sur la Figure I.1, la ligne à grande vitesse est constituée de différents éléments dont l'assemblage permet la transmission des charges, statiques et dynamiques induites par les bogies, des niveaux supérieurs de la structure aux niveaux inférieurs. La structure de la ligne peut être divisée en trois parties tel que de haut en bas de la ligne, on trouve l'armement (constitué des rails, des traverses et système d'attaches), la structure d'assise (composée de plusieurs couches de ballast) et la plate-forme ferroviaire.

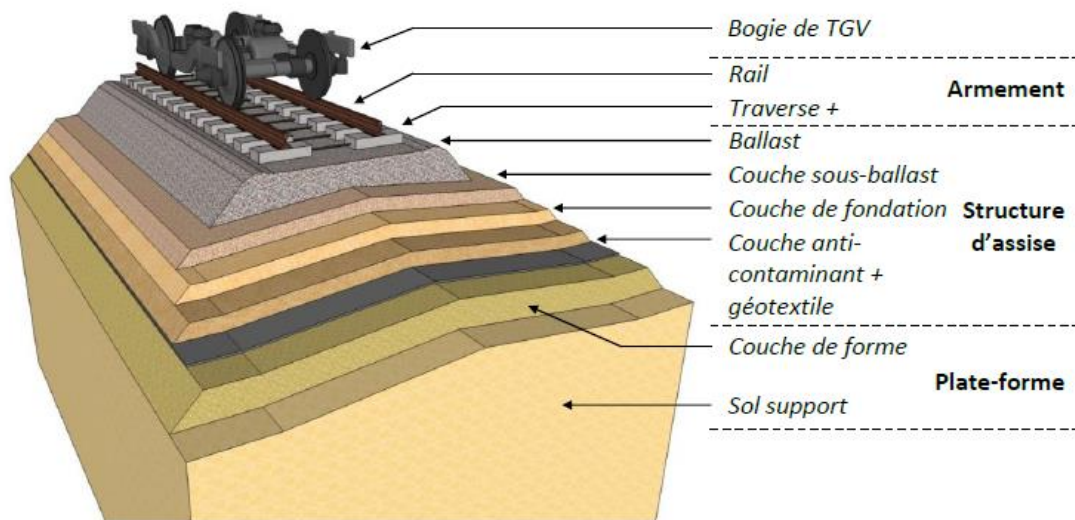


Figure I.1 - Schéma d'une voie de LGV (Alias & Gentil, 1984)

I.2.1 Plateforme

La plate-forme est la partie supérieure de l'ouvrage en terre, constituée de sol rapporté dans le cas d'un remblai ou du sol en place dans le cas d'un déblai. La qualité de la plateforme dépend de deux paramètres : la nature géotechnique du sol et les conditions hydrologiques et hydrogéologiques locales. On peut distinguer quatre classes de qualité de sols ; impropres, médiocres, moyens et bons en lien avec l'indice de portance du sol. La raideur du sol associée à chacune de ces classes est approximativement comprise entre 12.5 et 25 MPa pour les sols médiocres, 25 et 80 MPa pour les sols moyens, et supérieure à 80 MPa pour les sols bons (Quezada, 2012; Sauvage, 1993).

I.2.2 Structure d'assise

Les différentes couches d'assise de la voie sont posées sur la plate-forme. Elles permettent d'assurer le bon comportement de la voie ferrée du point de vue rigidité, tenue et drainage.

L'assise se compose, du bas vers le haut, d'une couche anti-contaminante en sable, puis d'une couche de fondation également en grave si le sol n'est pas de très bonne qualité, d'une sous couche sous ballast en grave, et du ballast lui-même. La couche sous-ballast améliore la portance du sol et protège la plate-forme contre les effets du gel et l'érosion résultant du poinçonnement par les grains de ballast. Cette couche permet également de mieux répartir les charges transmises de façon que ces sollicitations soient en accord avec la portance du sol.

Le ballast est l'élément de support de la voie, il est considéré comme faisant partie de la structure d'assise. Il permet de transmettre les charges concentrées appliquées sur les traverses jusqu'à la plate-forme et assure le nivellement et le drainage de la voie.



Figure I.2 - Des grains de ballast

Le ballast est constitué de granulats 25/50 mm provenant du concassage de roches extraites dans des carrières de pierres dures (granit, diorite, rhyolite, porphyre, quartzite...). Les critères de qualité du ballast portent sur la granulométrie, la dureté, la propreté et la forme des grains. Le fuseau granulométrique des ballasts est donné sur la Figure I.3.

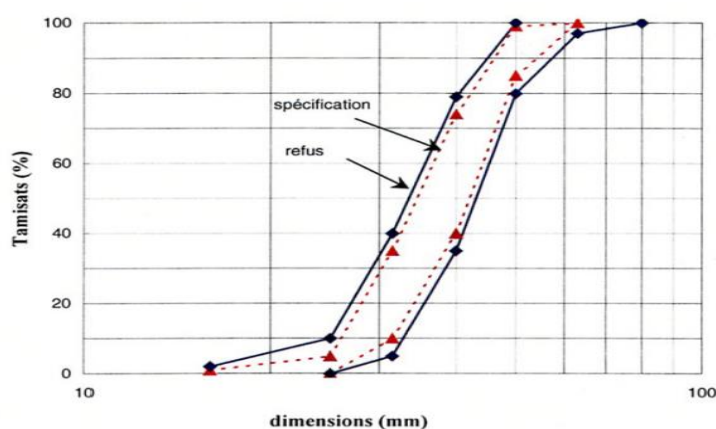


Figure I.3 - Granulométrie de ballast utilisé par la S.N.C.F. (NF EN 13450, Août 2003)

Les grains de ballast sont choisis de forme polyédrique et à arêtes vives. Ils doivent être affranchis de la présence de sable, terre ou poussières pouvant nuire à l'influence de la rugosité.

I.2.3 Armement

La transmission des efforts entre rail et ballast se fait par des traverses, dont la distance entraxe est de 0.6 m. Les traverses maintiennent l'écartement des deux files de rails et l'inclinaison au 1/20 du rail.

Deux types de géométrie, détaillées sur la Figure I.4 coexistent pour les traverses béton : les traverses monoblocs mesurant 2.415 m de long 0.29 m de largeur et les traverses bi-blocs pour lesquelles deux blochets en bétons sont reliés par une entretoise métallique.

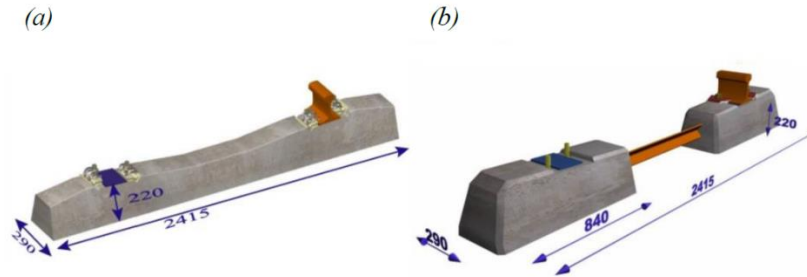


Figure I.4 - Traverse de type (a) monobloc (M450) et (b) bi-bloc (B450) (Martin, 2014)

Une semelle en élastomère, de 9 mm d'épaisseur, est intercalée entre le rail et la traverse pour réduire l'influence des surcharges dynamiques par amortissement. Une attache élastique de type nabla, en téflon et acier permet de fixer le rail sur la traverse. Les semelles usuelles sont généralement à comportement élastique non linéaire (rigidification avec le niveau d'effort). Elles sont réparties en plusieurs catégories en fonction de leur gamme de rigidité.

Le rail constitue le premier élément de contact entre le véhicule et la voie. Les critères de qualité des rails qui portent sur la dureté de l'acier et la répartition des contraintes dans les différentes parties du rail, ont pour but de limiter les risques de rupture et l'endommagement de la voie. Le rail a pour rôle de diriger le train et de répartir la charge à l'essieu sur plusieurs traverses.

Le champignon en tête de rail a pour but d'assurer le contact roue-rail, la partie médiane du rail reprend les efforts de cisaillement, alors que le patin transmet les efforts aux blochets en diffusant légèrement la charge. La forme de la section du rail règle sa rigidité en flexion dans le domaine élastique.

I.3 Mécanismes de dégradation des LGV

Malgré la sévérité des critères destinés à assurer la qualité de l'armement et du ballast, l'état des voies n'atteint jamais une perfection absolue. Il existe toujours des irrégularités qui influent sur la stabilité de la voie. De plus la circulation des trains induit à son tour une dégradation de la géométrie de la voie et de l'état du matériel.

Une irrégularité de voie devient un défaut lorsqu'elle provoque des surcharges dynamiques entraînant une évolution du défaut et lorsqu'elle cause une diminution du confort des voyageurs par augmentation des accélérations.

Les causes principales de l'évolution des défauts peuvent être énumérées comme suit : le tassement du ballast, le manque de rectitude des lignes, et l'évolution des sollicitations dynamiques sur la voie.

Les effets des imperfections du contact roue-rail génèrent des surcharges dynamiques, très néfastes pour la durabilité de la voie. La vitesse des trains joue dans ce cas un rôle significatif: elle amplifie ces charges dynamiques, accélérant la dégradation de la voie (A Lopez Pita, Teixeira, & Robusté, 2004).

Les surcharges dynamiques induites par les défauts, au passage des trains, ont mis en évidence une relation étroite entre l'état du matériel et l'état de la géométrie. Ainsi un rail en bon état subit une usure très rapide si la géométrie de la voie n'est pas bonne. De même, une voie dont la géométrie est bonne, se dégradera rapidement si les composants sont usés. La Figure I.5 montre les interactions fondamentales entre les éléments.

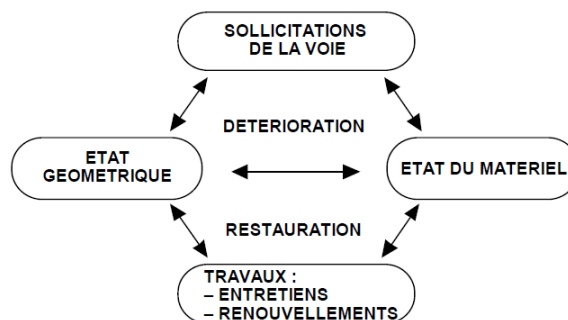


Figure I.5 - Interactions dans la voie : le cercle vicieux (Rivier, 2003)

On peut distinguer les défauts de la plate-forme, des couches de matériau granulaire et les défauts géométriques de l'armement.

I.3.1 Défauts de l'armement

Les charges statiques et les surcharges dynamiques, provoquées par les hétérogénéités et les irrégularités de la voie agissent en retour sur ces imperfections conduisant à l'apparition de « défauts de géométrie » au niveau de l'armement. Ces défauts peuvent, en conséquence, provoquer de fortes accélérations et donc d'importantes forces d'inertie lors du passage des véhicules à grande vitesse (augmentation des surcharges).

Contrairement aux lignes classiques, la géométrie du rail a un effet important sur la qualité de la géométrie sur LGV. Les rails peuvent avoir des défauts de surface (patinage, squats...), des soudures pointues ou creuses, ou être faussés par l'écrasement de morceaux de ballast entre la roue des TGV et le rail. Les défauts de l'armement sont les plus endommageant puisqu'ils sont locaux et créent de tassements différentiels dus aux convois ferroviaires. On distingue des défauts sur le plan vertical et horizontal (Bodin, 2001; Guerin, 1996; Paderno, 2010; Quezada, 2012; Rivier, 2003; Gilles Saussine, 2004).

Dans le plan vertical, on définit le nivellement longitudinal qui est le résultat du tassement global moyen et du tassement résiduel lus en chaque point des deux files de rails. Concrètement, tous les 15m de voie, la différence de hauteur entre les deux extrémités est mesurée. On peut dire que c'est l'altitude de l'axe moyen de la voie.

Les défauts de nivellement verticaux sont une erreur géométrique dans le plan vertical défini par la distance entre un point au sommet du rail dans le plan de roulement et la ligne moyenne idéale du profil longitudinal (Caetano & Teixeira, 2015; Guler, 2014; International Union of Railways, 2008). Un mauvais nivellement vertical influe sur le confort des voyageurs et augmente les surcharges dynamiques. L'évolution du nivellement vertical (ΔVL) s'exprime en termes d'augmentation par an. Une augmentation de VL indique une modification de la géométrie de la piste, généralement associée à des problèmes de comportement mécanique de la piste (Laurens, 2014).

On distingue également dans ce même plan le nivellement transversal que l'on évalue selon deux quantités :

- L'écart de dévers, qui représente l'inclinaison transversale de la voie dans les courbes pour compenser les efforts. Plus précisément, c'est la différence entre l'angle lu entre les deux files de rail par rapport à l'axe moyen de la voie et le dévers réel du profil.
- Le gauche ou torsion de la voie, qui représente l'écart de planéité entre les quatre roues d'un bogie. Pour l'exprimer, on considère quatre points formant un rectangle ; on a un couple de deux points sur chaque rail. Le gauche est la distance d'un des points au plan défini par les trois points restants.

Les défauts dans le plan horizontal sont les défauts de dressage qui représentent la variation transversale du milieu des rails par rapport à sa position théorique et le défaut d'écartement entre les deux files de rails, vitesse et accélération de l'écartement.

Néanmoins, la dégradation de la géométrie dépend non seulement des caractéristiques du trafic (charge et vitesse), des conditions météorologiques ou des méthodes et des matériaux de construction, mais aussi de l'historique de maintenance de la piste (Antoni, 2010; Audley & Andrews, 2013; Selig & Waters, 1994).

L'influence des opérations de bourrage sur la dégradation des pistes a été étudiée par (Audley & Andrews, 2013). Ils ont analysé les dossiers de maintenance du réseau ferroviaire britannique et ont constaté que le bourrage accélère la dégradation du ballast. Ils ont également remarqué que les chances d'obtenir une certaine qualité de la géométrie de la voie après la maintenance diminuent après chaque opération de bourrage. Les besoins d'entretien ont ensuite augmenté avec le temps sur les LGV classiques. Des observations similaires ont été faites par (Guler, 2014) qui distingue trois phases de la durée de vie des pistes. De nombreux facteurs ont été identifiés comme déterminants de la durée de chaque phase, parmi lesquels le nombre et l'échelle des opérations de bourrage. En particulier, la «vieille» phase se caractérise par une plus faible efficacité du bourrage, une augmentation du taux de détérioration, de la fatigue et de la rupture des matériaux.

I.4 Sollicitations sur les LGV

Les sollicitations subies par les voies ferroviaires sont dues au trafic (sollicitations d'ordre mécanique) et aux changements de température (sollicitations d'ordre climatique). Les véhicules exercent sur la voie des efforts dans trois directions : longitudinale, verticale et transversale.

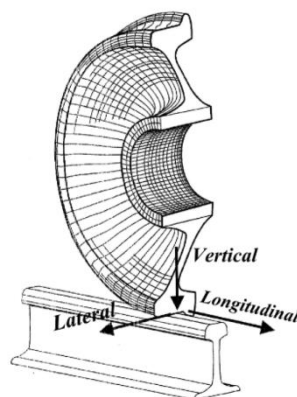


Figure I.6 - Directions des efforts exercés au niveau du contact roue/rail (Ferreira, 2010)

Dans le matériel roulant, deux types de charges verticales se distinguent : les masses non suspendues et les masses suspendues qui vont principalement intervenir dans les surcharges dynamiques (Kouroussis, 2009). Selon (Pretezeille & Lenoir, 2015), pour prendre en compte l'effet des masses suspendues en dynamique dans le cadre de la conception des voies, la charge statique à l'essieu est multipliée par un coefficient, pris égal à 1,5 pour une vitesse de 300 km.h^{-1} sur voie ballastée. (Trinh et al., 2011) et (Salim & Indraratna, 2004) ont également proposé plusieurs formules pour prendre en compte ces effets.

En fonction des poids des rails et de l'espacement des traverses, l'Union Internationale des Chemins de Fer a classé les voies en quatre catégories :

Catégorie A : 16 t par essieu

Catégorie B : 18 t par essieu

Catégorie C : 20 t par essieu

Catégorie D : 22.5 t par essieu

La LGV BPL prend place dans la catégorie A où la charge normale moyenne par essieu (porteurs) est de 15 t. L'augmentation de la charge par essieu et de la vitesse sont des éléments importants influant sur la vitesse de dégradation de la voie, et donc sur les coûts de maintenance.

Les efforts longitudinaux, dus essentiellement aux accélérations et freinages, et également à la dilatation et à la contraction thermique des rails, sont parallèles aux rails.

Les efforts statiques et dynamiques exercés par les véhicules et les imperfections de la voie présentent des fluctuations lors de la circulation des véhicules. Ces variations proviennent des irrégularités agissant sur la dégradation de la voie : les discontinuités aux raccordements non soudés, les franchissements d'appareils de voie et les irrégularités de la surface de roulement du rail ou des roues des véhicules.

Les efforts verticaux (les plus importants) sont représentés par une combinaison de charges statiques et de surcharges dynamiques dues à l'interaction roue-rail. Les charges statiques sont dues au poids propre du train et de l'armement (les rails, le système de fixation et les traverses). Elles sont distribuées sur les essieux du véhicule. Les charges dynamiques dépendent des caractéristiques et des irrégularités de la voie (défauts de surface des rails, hétérogénéités des couches granulaires, etc), du véhicule (défauts de surface des roues), des discontinuités éventuelles de la voie (appareils des voies), des mouvements des véhicules (oscillations de masses suspendues/non-suspendues), des conditions d'opération et des conditions environnementales (Alias & Gentil, 1984; Ferreira, 2010; Paderno, 2010; Selig & Waters, 1994). Elles peuvent atteindre 50% de la charge à l'essieu à 300 km.h^{-1} (Ferreira, 2010; Prud'Homme, 1970).

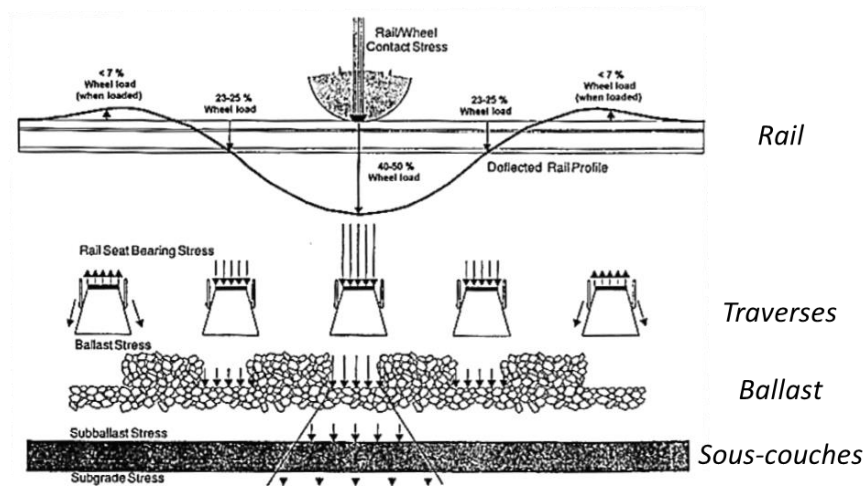


Figure I.7 - Transmission des efforts verticaux du contact rail/roue aux différentes couches jusqu'à la plateforme (Selig & Waters, 1994)

Les efforts latéraux ou transversaux sont principalement causés par les mouvements de lacets des véhicules (en alignement et en courbe), par les forces centrifuges, provenant de la présence des rails en courbe dans les virages, et les forces d'origine thermique dues au blocage de la dilatation du rail (dans le cas des rails soudés).

Bien qu'ils soient moins importants que les efforts verticaux, ils peuvent entraîner des déplacements irréversibles du fait que le ballast est beaucoup moins rigide (faible résistance) dans la direction latérale.

I.5 Modélisation des voies ferrées

Différents modèles de voie, plus ou moins complexes, ont été proposés au fil du temps de manière à reproduire le comportement dynamique sous charge de la structure de la voie. La distinction est faite entre les modèles purement analytiques et les modèles numériques. Les modèles analytiques peuvent permettre une compréhension des phénomènes vus du rail mais ils ne permettent pas d'étudier précisément la mécanique de la plateforme.

Parmi les modèles analytiques, deux grandes familles se distinguent : les modèles considérant un appui continu du rail sur la fondation et ceux prenant en compte les appuis discrets, physiquement apportés par les traverses.

Parmi les plus simples (modèle 1D), on peut notamment citer les modèles composés de poutres d'Euler-Bernoulli (modélisant les rails) reposant sur une fondation de Winkler (distribution continue de ressorts élastiques représentant un sol équivalent). (Heckl, 2002; Nielsen & Igeland, 1995; Sheng, Li, Jones, & Thompson, 2007; Yang et al., 2015) utilisent l'évolution naturelle de ce modèle : la prise en compte d'appuis discontinus périodiquement espacés pour modéliser les supports discrets apportés par les traverses. Un recensement des modèles pour l'estimation des vibrations induites dans le sol par le passage de véhicules ferroviaires circulant à grande vitesse a été réalisé par (Filippov, 1961) et (Krylov, 1995). Ils remplacent la fondation de Winkler par un demi-espace élastique (3D). La poutre d'Euler-Bernoulli repose donc de manière continue sur ce massif semi-infini. L'étude de Krylov voulait prend

en compte la discontinuité des appuis des traverses. Il propose d'évaluer les efforts engendrés au niveau des traverses par un calcul quasi-stationnaire sur la base d'un modèle simplifié poutre-Winkler et de les appliquer directement à la surface du massif. (Vostroukhov & Metrikine, 2003) remplacent le massif semi-infini par une couche viscoélastique d'épaisseur finie reposant sur un support indéformable. La couche reprend le modèle de Kelvin-Voigt. Les travaux de (Nielsen & Igeland, 1995) prennent en compte les irrégularités de la voie (défaut sinusoïdal de surface du rail, méplat de roue et traverse danseuse) ; le comportement de la voie est considéré linéaire tandis que celui du véhicule mobile est pris non-linéaire. (Liu, Zhao, & Dai, 2011; Xu, Xiao, Liu, Lou, & Song, 2015) ont complexifié la représentation de la fondation en prenant en compte plusieurs ressorts en série de manière à représenter chaque couche indépendamment des autres.

Afin d'étudier la performance des sous-couches et les interactions entre tous les éléments de la voie, les modèles numériques peuvent être très utiles (Semblat & Pecker, 2009) puisqu'au mieux les sous-couches sont représentées comme des ressorts avec les modèles analytiques.

La méthode des éléments discrets permet d'étudier le comportement mécanique de la couche de ballast en cherchant à prendre en compte sa granularité et l'hétérogénéité des contacts entre les grains, induite par leur forme spécifique (Karrech, 2007; G. Saussine & Néel, 2014; Voivret, Perales, & Saussine, 2014; Zhou, Hu, Sun, & Liu, 2013). Ce type de modélisation n'est cependant pas adapté pour évaluer le comportement global de la voie, puisque la sous-couche est représentée comme infiniment rigide (Voivret, Nhu, & Perales, 2016). (Martin, 2014) aborde succinctement dans sa thèse les approches par éléments discrets.

Quant aux méthodes continues, la modélisation 3D par éléments finis permet la représentation de la géométrie de la voie ferroviaire et de ses composants par des milieux continus de manière fine (maillage), contrairement aux méthodes analytiques qui utilisent des représentations simplifiées (poutres, ressorts...). Les logiciels Abaqus et Ansys sont utilisés par (Connolly et al., 2014; Hall, 2003; Kouroussis, Verlinden, & Conti, 2011; Paixão, Fortunato, & Calçada, 2015). Ces méthodes conduisent généralement à un temps de calcul important et nécessitent d'importantes capacités de stockage.

(V. Profillidis, 1983; V. A. Profillidis & Humbert, 1986) ont pris en compte les symétries afin de modéliser seulement un quart de voie (armement, assise et plate-forme) dans le but d'optimiser le dimensionnement des couches d'assise pour différents paramètres de la voie. Les couches granulaires ont été considérées élasto-plastiques (critère de Drucker-Prager).

(Abdelkrim, 2004) a validé, en se basant sur la modélisation EF 2D et plus précisément sur les travaux de (Bodin, 2001) sur la modélisation des essais à échelle réduite, une méthode de calcul numérique du comportement du ballast à long terme. (Nguyen, 2002) propose que le rail soit directement posé sur un massif de 0.3 m d'épaisseur constitué du ballast et de la plate-forme.

On peut citer de plus les modèles de (Araújo, 2011) et (Chebli, Clouteau, & Schmitt, 2008) basés sur l'hypothèse de périodicité de la voie (dans la direction de roulement). (O'Brien & Rizos, 2005) effectuent un couplage entre la FEM et la méthode des éléments de frontière (Boundary Element Method, BEM) pour la représentation d'un sol infini. Ces modèles ont été utilisés dans le cadre du projet européen Railway Induced Vibration Abatement Solutions, pour prédire les vibrations dans le sol (Coulier, Dijckmans, François, Degrande, & Lombaert, 2014; Toward et al., 2014; Verbraken, Degrande, Lombaert, Stallaert, & Cuellar, 2013).

I.6 Le logiciel ViscoRail : outil de modélisation utilisé dans la suite de la thèse

I.6.1 Principe du code

I.6.1.1 Le logiciel ViscoRoute© 2.0

Le logiciel ViscoRoute est un code numérique développé par (Chabot, Chupin, Deloffre, & Duhamel, 2010; Chupin, Chabot, Piau, & Duhamel, 2010; Duhamel, Chabot, Tamagny, & Harfouche, 2005) pour la modélisation du comportement mécanique des chaussées routières. Il permet de calculer la réponse dynamique de structures multicouches à comportement élastique linéaire ou viscoélastique en se basant sur la loi thermosensible viscoélastique d'Huet-Sayegh, détaillée dans la section I.8.1.1.3, avec interfaces collées ou parfaitement glissantes. Dans ViscoRoute© 2.0, les charges sont supposées d'intensité constante et se déplacent à vitesse constante en surface du massif multicouche, considéré homogène dans la direction de roulement. L'hypothèse d'un régime permanent permet d'éviter l'introduction d'un pas de temps en transposant le problème dans le repère de la charge roulante ($X=x-Vt$) (Frýba, 2013).

La résolution est basée sur une méthode semi-analytique qui consiste d'abord à calculer la solution analytique dans le domaine des nombres d'ondes après avoir réalisé une double transformation de Fourier dans les directions X et y . Les résultats en sortie de ViscoRoute© 2.0 donnent accès aux champs mécaniques (déplacements, accélérations, contraintes, etc.) exprimés dans le plan horizontal Xy situé à une altitude donnée z .

I.6.1.2 Le logiciel ViscoRail : extension de ViscoRoute© 2.0 dans le domaine ferroviaire

L'approche conçue dans ViscoRoute© 2.0 ne permet pas de traiter tel quel le cas des infrastructures ferroviaires avec rails et traverses, venant rompre l'invariance de la géométrie suivant la direction de roulement. La méthode développée par (Chupin & Piau, 2011a) étend l'approche quasi-stationnaire de ViscoRoute© 2.0 aux structures ferroviaires sur appuis discontinus. Elle permet l'étude de structures composées de couches bitumineuses modélisées par la loi de Huet-Sayegh (C. Huet, 1963; Christian Huet, 1999; Sayegh, 1965), ce qui permet notamment l'étude des structures ferroviaires comportant des couches d'enrobé bitumineux sous ballast.

La méthode de calcul implémentée dans ViscoRail est basée sur une procédure de sous-structuration du modèle de voie, supposé parfaitement rectiligne et sans défaut (rails lisses, rigidité constante des ressorts assurant le contact rail/ballast, traverses de mêmes dimensions, couches homogènes, etc.). Elle consiste à découpler le système d'armement rails/traverses, modélisé par des poutres d'Euler-Bernoulli et des ressorts verticaux, de la structure d'assise (ou structure de voie). Le chargement induit par le passage des roues sur les rails est modélisé par l'application de forces ponctuelles d'intensité constante F se déplaçant à vitesse constante V . Sous l'action de F , les ressorts verticaux transmettent, en surface de la structure multicouche, des pressions verticales uniformes sous la surface $S=2a \times 2b$ des blochets (traverses bi-blocs, comme illustré sur la Figure I.8). Cette distribution de contraintes verticales en surface de structure permet d'assurer la connexion entre les deux parties du modèle ainsi séparées.

Le calcul de la réponse dynamique de la structure d'assise soumise à la distribution de contraintes $p(x, t)$ est réalisé avec ViscoRoute© 2.0. Cependant, $p(x, t)$ ne pouvant être directement injecté en entrée de ce code qui traite des problèmes quasi-stationnaires, une méthode de décomposition de $p(x, t)$ en «ondes de chargement», qui permet de calculer la réponse dynamique de la structure d'assise sur un ensemble continu de repères mobiles, a été proposée par (Chupin & Piau, 2011a, 2011b). Les ondes de chargement sont des fonctions continues, mobiles à différentes vitesses positives et négatives, présentent une amplitude constante en fonction du temps.

Un calcul ViscoRoute© 2.0 est effectué pour chaque onde de chargement et la réponse de la structure d'assise à la sollicitation $p(x, t)$ est obtenue par recombinaison, en exploitant la linéarité du problème.

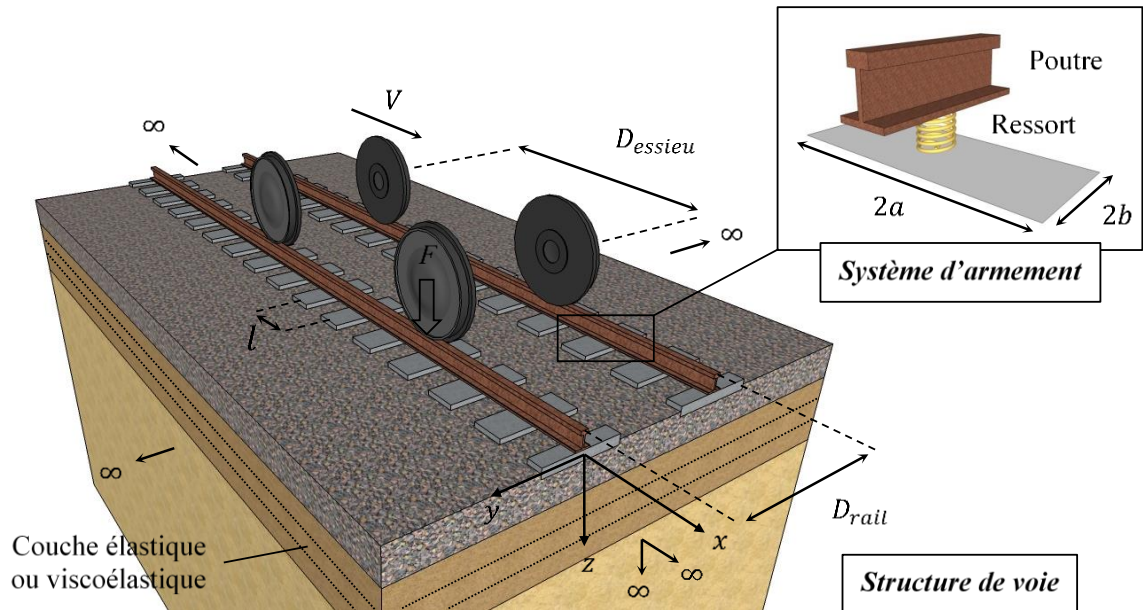


Figure I.8 - Modèle de voie ferroviaire considéré par (Chupin & Piau, 2011a, 2011b).

I.6.1.3 Principaux résultats de la thèse d'A. Martin

I.6.1.3.1 Post traitement des calculs avec ViscoRail: Profils types en temps et espace

(Martin, 2014) a développé durant sa thèse un module de post-traitement des résultats de ViscoRail, permettant la construction des évolutions temporelles des champs mécaniques dans la structure ferroviaire. Seuls les profils spatiaux à un instant t donné, *i.e.* pour une position spécifique des charges sur les rails et pour un quelconque champ mécanique c pouvaient être calculés avec la première version de ViscoRail. L'évolution temporelle $c(x, y, z, t)$ de ce champ en un point d'observation donné $\{x; y; z\}$ de la structure n'était pas disponible. L'auteur s'est basé sur les évolutions spatiales obtenues pour des positions successives des charges sur les rails. La voie présentant une périodicité spatiale dans la direction x d'avancement des charges, une relation est établie entre les réponses longitudinales d'un champ mécanique quelconque $c(x, y, z, t)$ aux différents instants t et $t + nT$ où les charges occupent respectivement des positions relatives identiques par rapport aux traverses.

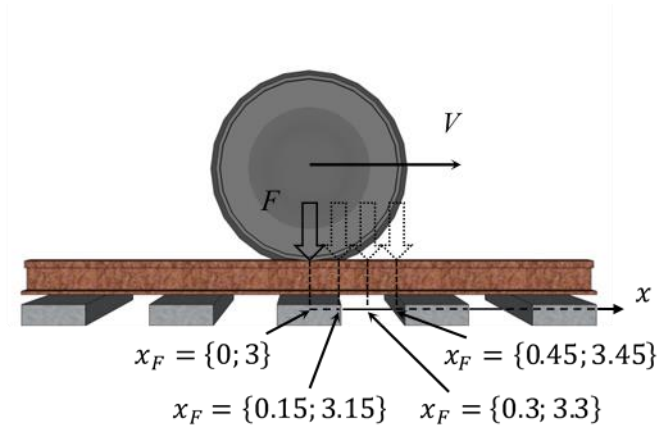


Figure I.9 - Positions de charges considérées (Martin, 2014)

La prise en compte des positions successives que va occuper une roue sur une section périodique de voie permet la construction des historiques des champs mécaniques en tout point de la structure d'assise. (Martin, 2014) utilise l'information contenue dans la réponse longitudinale à un instant t donné et reconstruit, en considérant 4 positions de charges successives dans la cellule périodique de la voie (Figure I.9), des signaux des évolutions temporelles des champs mécaniques.

La Figure I.10 montre une représentation schématisée de la construction de l'évolution temporelle d'un champ quelconque $c(x, y, z, t)$ en un point $\{x; y; z\}$ de la structure de voie.

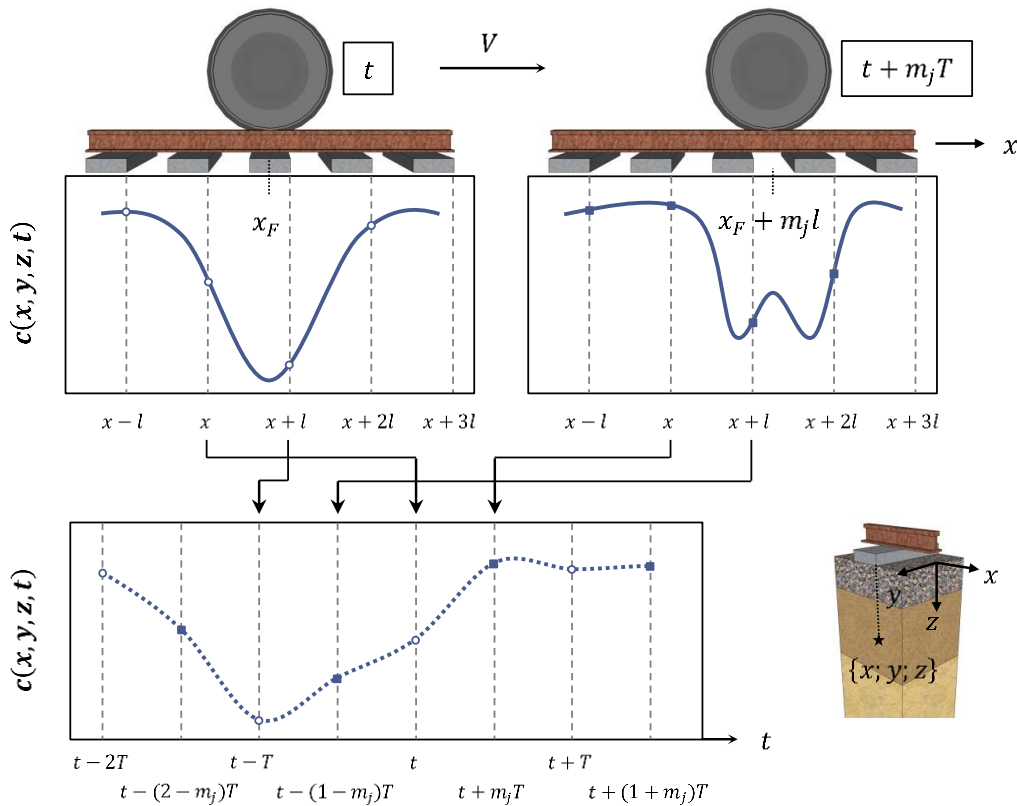
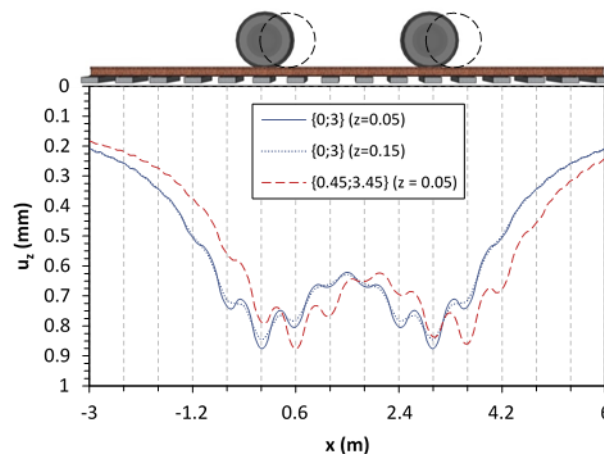
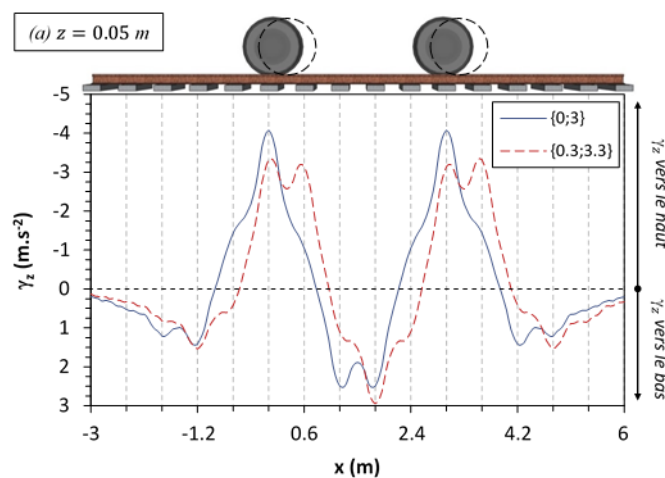


Figure I.10 - Illustration du principe de reconstruction des historiques des champs mécaniques (Martin, 2014)

Tableau I.1 - Caractéristiques géométriques et mécaniques du modèle de voie considéré. (Martin, 2014)

	ρ (kg.m^{-3})	E (MPa)	ν	e (m)
Ballast	1800	150	0.4	0.3
Sous-couche	1800	120	0.4	0.7
Sol	1800	100	0.4	∞

Les graphiques des Figure I.11 et Figure I.12 permettent de visualiser les profils longitudinaux de déflexion et d'accélération calculés pour la situation décrite dans le Tableau I.1, respectivement. La valeur maximale de déflexion est trouvée au voisinage des essieux des bogies. La Figure I.11 présente les profils longitudinaux du déplacement vertical calculés pour différentes altitudes z dans le ballast et différentes positions de charge sur les rails. La Figure I.12 illustre le signal d'accélération verticale calculée au sommet de la couche de ballast pour deux positions de charges. Les courbes montrent des accélérations verticales dirigées vers le haut (négatives, suivant conventions ViscoRail) au voisinage des essieux et des accélérations vers le bas à l'arrière et en avant du bogie, ainsi qu'entre les deux essieux.

Figure I.11 - Profils longitudinaux de déflexion pour différentes altitudes z et positions de charges sur les rails (Martin, 2014)Figure I.12 - Profils longitudinaux des accélérations verticales sous rail ($y=0$), au sommet de la couche de ballast, pour les charges situées au droit de traverses ou entre traverses (Martin, 2014)

Quant aux profils temporels reconstruits avec le modèle de post traitement, la Figure I.13 de Martin représente sur un même graphique les profils temporels de u_z et γ_z calculés au point situé sous la traverse ($x = 0$), sous le rail ($y = 0$) et en haut de la couche de ballast ($z = 0.05$ m).

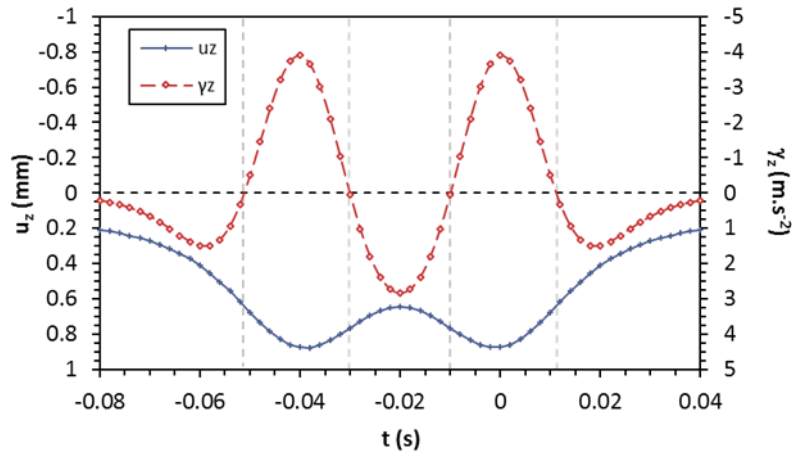


Figure I.13 - Profils temporels du déplacement vertical et de l'accélération verticale calculés au droit d'une traverse ($x=0$) sous l'axe d'un rail ($y=0$) et près de la surface du ballast ($z=0.05$ m). (A. Martin, 2014)

I.6.1.3.2 Comparaison entre ViscoRail et mesures expérimentales : application de la méthode de traitement des signaux de la SNCF

Martin a essayé de confronter les résultats de calculs ViscoRail et les données de mesures issues de la campagne nommée V360, effectuée par la SNCF en 2006 sur le site de Cavaillon de la LGV Lyon-Marseille (Ainciart, 2007a, 2007b).

La section du site a été instrumentée avec des systèmes de capteurs laser, de caméras Zimmer et de jauges extensométriques, et avec 16 accéléromètres. La structure d'assise est composée de bas en haut : d'une couche de forme de 0.5 m d'épaisseur reposant sur une plate-forme en remblai, d'une couche sous-ballast de 0.2 m d'épaisseur, et d'un ballast de 0.45 m d'épaisseur.

La SNCF traite les mesures en utilisant un filtrage passe-bas de 160 Hz et applique par la suite la méthode dite de « cumul des bogies porteurs ». Cette méthode sera utilisée dans les travaux de la présente thèse sur les mesures de la LGV BPL. La méthode consiste à retracer les signaux issus des passages de bogies porteurs, en supprimant les bogies moteurs des locomotives, à partir d'une même origine de temps, par séquençage et translation temporelle du signal complet. Pour les mesures expérimentales des capteurs, Martin les filtre d'abord et pour chaque signal de capteur filtré, il applique la méthode de cumul des bogies porteurs. Le signal filtré est alors tronçonné pour isoler les séquences correspondant au passage de chacun des sept bogies porteurs, et ces signaux sont superposés, en recherchant le maximum de vraisemblance entre séquences de mesures. Finalement, un signal moyen de la réponse du capteur ainsi que l'écart-type correspondant sont calculés. La démarche considérée est présentée sur la Figure I.14, pour les mesures d'un accéléromètre lors du passage d'un train circulant à 362 km.h^{-1} .

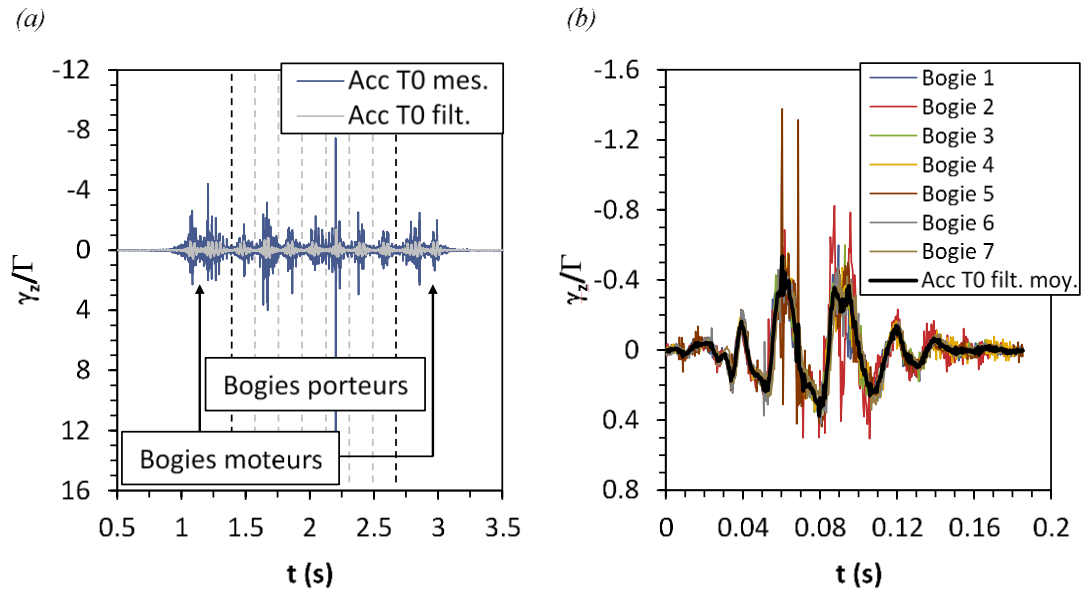


Figure I.14 - Filtrage et séquençage du signal mesuré par un capteur lors du passage d'une rame de TGV à 362 km.h⁻¹. (b) Illustration de la méthode dite de cumul des bogies porteurs pour le passage du TGV précédent (Martin, 2014)

Les données manquantes pour la modélisation de la voie, en termes de caractéristiques mécaniques des différents éléments de la structure ferroviaire, ont été recherchées par Martin avec ViscoRail sur la base des mesures d'écrasement de semelles et d'enfoncement de traverses effectuées à 362 km.h⁻¹. Des comparaisons entre les mesures et la modélisation, correspondant aux 8 vitesses considérées × 5 points d'observation sont présentées. Pour chacune des 8 vitesses, une méthode nommée « traitement moyen pour capteurs en positions similaires » est appliquée afin de faciliter la comparaison des résultats de calculs ViscoRail avec ces mesures. La méthode consiste à calculer un signal moyen de l'ensemble des signaux des capteurs situés en positions similaires (capteurs sur traverses ou dans le ballast).

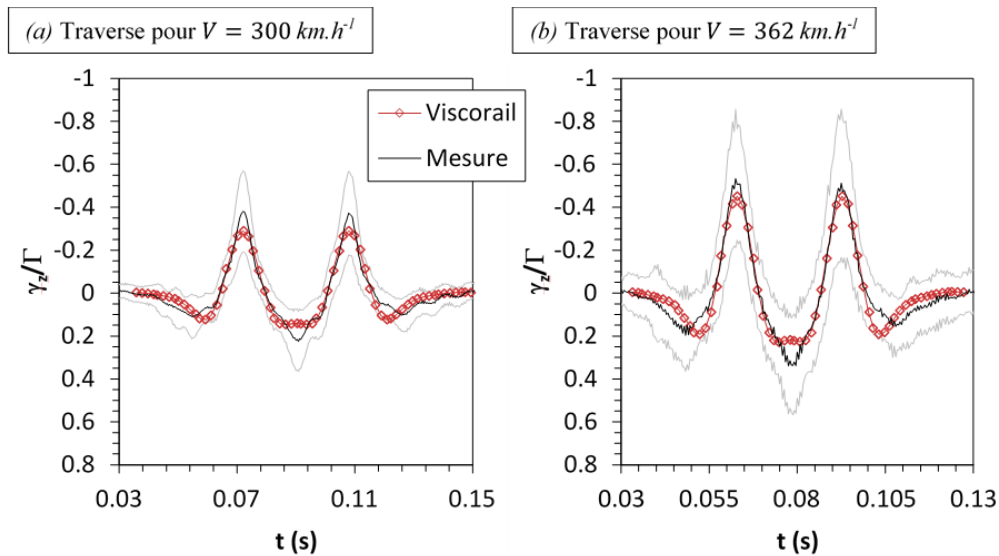


Figure I.15 - Comparaison des profils temporels d'accélérations verticales mesurés (ligne continue noire) et calculés avec ViscoRail (ligne rouge avec marqueurs) pour la traverse, pour deux vitesses de circulation (Martin, 2014)

Les profils temporels des accélérations verticales issus du « traitement moyen pour capteurs en positions similaires » calculés par (Martin, 2014) pour $V = 300$ et 362 km.h^{-1} et les mesures sur site sont illustrés sur la Figure I.15. L’auteur conclue que pour les deux vitesses de circulation considérées, les données de mesures sont relativement bien estimées, en forme et en amplitude, par les résultats des calculs ViscoRail et que le modèle rend bien compte de l’augmentation des accélérations verticales, dirigées vers le haut ou vers le bas, avec la vitesse des TGV.

Finalement, lors de la thèse de (Martin, 2014), seul un petit nombre de résultats de mesures sur site étaient disponibles. Le présent travail de thèse permet précisément d’apporter un grand nombre de résultats de mesures in-situ, permettant d’évaluer et de valider les résultats théoriques obtenus avec ViscoRail. En outre, les travaux de la thèse de Martin et la méthode de traitement des mesures proposée par la SNCF nous guideront en partie pour l’exploitation des données sur la LGV BPL.

I.6.1.4 Analyse de sensibilité de l’accélération verticale aux paramètres de conception de la LGV

Martin mène dans ses travaux une étude paramétrique dans le but de rechercher des solutions constructives permettant de réduire les accélérations dans la couche de ballast. Il étudie les effets de la longueur $2a$ et de la largeur $2b$ des blochets, de l’entraxe l entre les traverses, de l’empattement D_{essieu} du bogie, de l’inertie du rail, de la rigidité du contact rail/ballast k , et du module d’élasticité de la couche sous le ballast. Par ailleurs, dans le cadre de cette thèse, nous ajouterons un point à l’étude paramétrique en examinant l’incidence d’un comportement non-linéaire des semelles situées sous les rails sur la réponse de la voie.

Il constate que la largeur et la longueur $2a$ et $2b$ des blochets et l’entraxe l ont une faible influence sur les accélérations verticales calculées dans le ballast, en forme et en amplitude. En revanche, $2a$ et $2b$ influent fortement sur les contraintes verticales calculées dans le ballast. La diminution de ces valeurs entraîne des valeurs de contraintes plus importantes sous les blochets tandis qu’entre traverses cette tendance est inversée. Le fait de diminuer l (rapprocher les traverses) a tendance à répartir les sollicitations sur un plus grand nombre de traverses, ce qui entraîne une réduction des contraintes maximales sous les blochets.

Quant à l’empattement D_{essieu} du bogie, le fait de rapprocher les essieux entraîne une augmentation des contraintes observées sous les traverses situées au droit des essieux puisque les contributions de chaque essieu se superposent alors que le fait de les éloigner les diminue.

D’autre part, Martin a montré que jouer sur la rigidité du contact rail/ballast ne modifie pas l’allure qualitative des profils longitudinaux des accélérations verticales, mais influe sur leurs amplitudes. Réduire la valeur de k entraîne une diminution des accélérations verticales, et inversement. La Figure I.16 présente le rôle de la raideur k des ressorts modélisant le contact entre la surface du ballast et les rails sur les accélérations et les contraintes verticales. Diminuer la rigidité du contact entre les rails et le ballast conduit à répartir le chargement sur un plus grand nombre de traverses, ce qui permet une diminution des contraintes calculées sous les essieux et une augmentation de celles calculées de part et d’autre de la position des essieux.

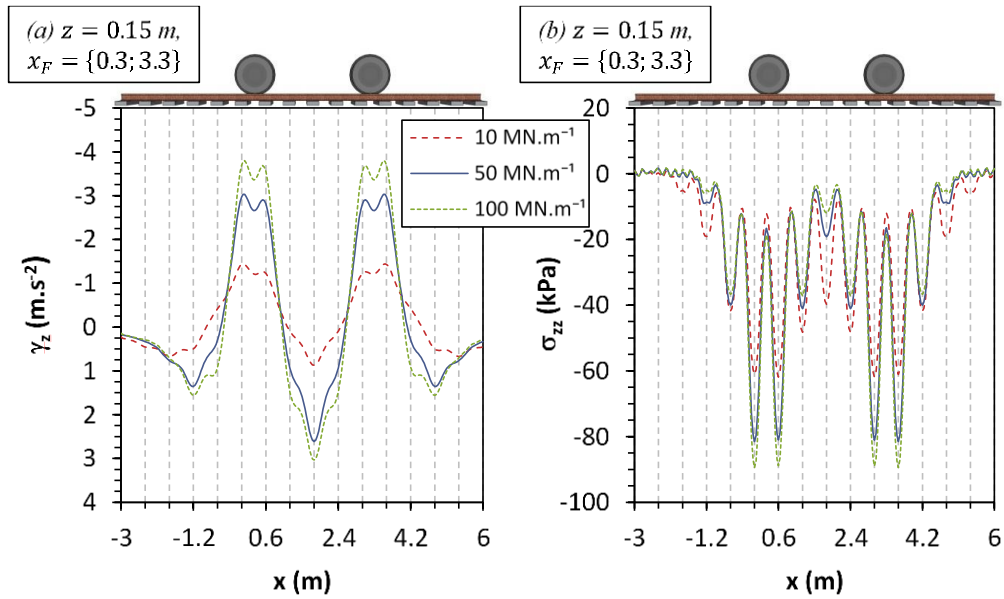


Figure I.16 - Influence de la rigidité du contact rail/ballast, k . (a) Accélérations verticales et (b) contraintes verticales. (Martin, 2014)

En termes d'inertie du rail, les études mènent à dire que le fait d'augmenter le moment d'inertie du rail permet de réduire les accélérations verticales et les contraintes maximales obtenues sous les traverses situées au droit des charges et d'augmenter celles calculées en marge des essieux.

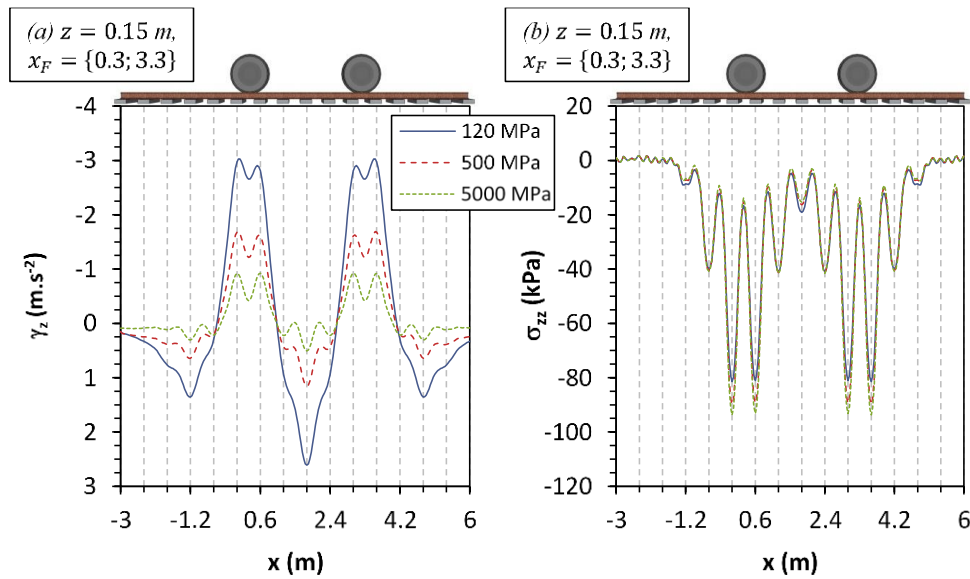


Figure I.17 - Influence du module d'élasticité de la sous-couche sur (a) les accélérations verticales et (b) les contraintes verticales. (Martin, 2014)

Martin présente les profils longitudinaux (a) d'accélérations verticales et (b) de contraintes verticales calculés dans le ballast en faisant varier le module d'élasticité de la sous-couche de la structure considérée et pour une position de roue entre traverses. Plus la valeur du module de la sous couche est grande, plus les accélérations sont faibles, plus les contraintes maximales situées sous les traverses au droit des essieux sont élevées et plus les contraintes maximales sur les traverses les moins sollicitées sont faibles (Figure I.17).

Ces résultats montrent que l'augmentation du module d'élasticité de la sous-couche entraîne une rigidification d'ensemble de la voie ferroviaire, qui a pour effet de réduire les accélérations. C'est ce qui

se produit lorsqu'une couche d'enrobé bitumineux est placée sous le ballast, et cela confirme donc que la couche bitumineuse permet d'améliorer la stabilité de la voie.

I.7 Maintenance des voies ferrées

Le confort des voyageurs et la sécurité des circulations sont principalement liés à la qualité de la géométrie d'une voie ferrée. Plus la vitesse est élevée, plus ce critère est prépondérant.

En effet, le trafic ferroviaire produit différents types de sollicitations, dus à des différences de fréquences et de niveaux de charge, reçus directement par la couche de ballast. Ces sollicitations génèrent des défauts de nature géométrique (problèmes de nivellement de la voie). Ces défauts sont identifiés à l'aide d'une rame nommée IRIS 320 (Inspection Rapide des Installations de Sécurité à 320 $km.h^{-1}$) (Figure I.18) qui permet de surveiller les lignes classiques et celles à grande vitesse, à une vitesse de circulation commerciale.

IRIS 320 permet d'analyser en temps réel des mesures permettant d'évaluer la qualité de la géométrie de la voie (base courte et allongée), l'interaction voie/train et l'usure des caténaires.

IRIS édite une liste de dépassements de seuils, reprenant l'ensemble des défauts mesurés avec des valeurs dépassant les normes de la portion de la ligne concernée. Ces dépassements peuvent imposer des ralentissements de vitesse (défauts VR), ou des interventions sous un délai précis (défauts en valeur d'intervention, VI).



Figure I.18 - Rame IRIS 320

L'analyse de ces graphiques et dépassements de seuils permet de définir les modalités de traitement de ces défauts :

1. Expertise du défaut : La première phase consiste à identifier les causes précises du défaut : elles peuvent être liées au matériel (traverse cassée, rail faussé, opération de maintenance mal réalisée...). En principe, l'ensemble des défauts classés en VR et VI doivent être expertisés après chaque tournée IRIS, les défauts en valeur d'alerte (VA) doivent l'être également dans une moindre proportion (défauts récurrents...).
2. Correction du défaut: dans le cas d'une cause matérielle, elle est traitée par un redressage de rail, remplacement de traverse,... Les défauts de nivellement de voie sont corrigés par vibration et serrage des grains de ballast situés sous les traverses à l'aide d'une opération que l'on nomme

« bourrage ». Ce sont des opérations qui permettent de rendre à la voie son profil initial par correction du nivellement longitudinal et transversal.

3. Vérification : C'est la mesure après les travaux de maintenance qui permet de vérifier que le traitement a été correctement réalisé. L'ensemble des interventions sur la géométrie de la voie ou du rail (meulage lourd) alimente le logiciel TIMON.

Ce logiciel est également alimenté par les différents graphiques issus d'IRIS, et permet de mesurer le niveau moyen de qualité de la géométrie de la voie (le nivellement longitudinal NL) et son évolution dans le temps. Il permet également de mesurer l'efficacité des opérations de maintenance sur la qualité de la géométrie.

Les opérations d'entretien sont de plus en plus complexes selon la gravité des défauts et peuvent aller jusqu'à un renouvellement partiel ou complet, d'une partie ou de la totalité de la voie. La maintenance d'une voie ferrée est déclinée en plusieurs catégories :

- La maintenance préventive : l'ensemble de l'infrastructure, abords, voie et appareils de voie fait l'objet d'une maintenance préventive organisée selon un principe de visites et de révisions cycliques. Ces révisions sont généralement programmées d'une année sur l'autre et peuvent être des opérations de surveillance, systématique, conditionnelle ou prévisionnelle.
- La maintenance corrective : palliative ou curative, elle consiste à réparer un constituant défaillant. Elle consiste à remettre en état une installation en dérangement. A titre d'exemple, les opérations de bourrage : une bourreuse-dresseuse-auto niveleuse ferroviaire sert au positionnement de la voie et au compactage du ballast sous les traverses. La machine agit par l'intermédiaire de pioches métalliques vibrantes, les bourroirs, qui sont plongées de chaque côté des traverses et qui compriment la couche de ballast par serrage mécanique (Figure I.19). La double action vibratoire et compressive constitue le bourrage. L'opération de bourrage est effectuée dans deux situations : lorsque la géométrie de la voie se détériore sous l'effet des circulations, et lors d'opérations de remplacement de ballast ou de construction de voies neuves.

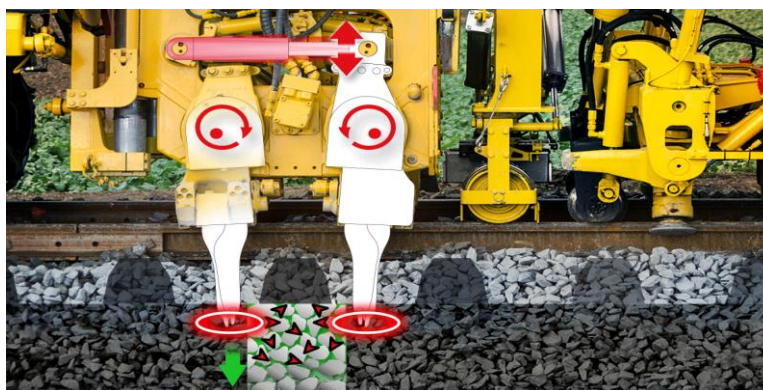


Figure I.19 - Opération de bourrage (www.matisa.ch)

- Les grandes opérations : elles consistent à procéder aux remplacements importants d'éléments constitutifs de l'infrastructure. Il s'agit principalement de renouvellement de voie et de ballast (RVB). Un renouvellement de voie est le remplacement complet des installations qui composent la voie ferrée : le ballast, les traverses, les rails et les systèmes de fixation des rails. Le RVB nécessite des matériels à haut rendement et à grande capacité, effectuant les opérations dans un ordre précis. Ce chantier se décompose en 4 étapes importantes où des machines et des trains spécialisés interviennent les uns derrière les autres pour : le dégarnissage, la pose, le relevage et la libération.

I.8 Les enrobés bitumineux

Les mélanges bitumineux sont principalement utilisés dans les structures des chaussées routières et depuis les années 70 dans le domaine ferroviaire. En fonction des méthodes de construction, de la circulation et des conditions environnementales, différents additifs peuvent être ajoutés au mélange afin d'améliorer certaines de ses propriétés.

I.8.1 Caractéristiques des matériaux bitumineux

I.8.1.1 Composition

Un enrobé bitumineux est un matériau composite, constitué d'un mélange de liant hydrocarboné, le bitume (5 à 7 % en masse et éventuellement des additifs), de granulats et de fines (passant à 80 μm) (Corté & Di Benedetto, 2004; Hervé Di Benedetto & Corté, 2004). Le liant hydrocarboné confère la cohésion tandis que les propriétés mécaniques spécifiques de l'ensemble sont assurées par le squelette minéral. L'air est également présent dans les interstices du matériau.

I.8.1.2 Propriétés des enrobés bitumineux

I.8.1.2.1 Les granulats

Les granulats issus de roches massives et entièrement concassés (fines, sables, gravillons et cailloux) sont le constituant principal des mélanges bitumineux représentant environ 95% de la masse totale du matériau et 80% à 85% de son volume (Corté & Di Benedetto, 2004). Cette importance quantitative des composants minéraux influe sur le comportement mécanique de l'enrobé. Les granulats sont définis par la norme européenne (AFNOR, 2003) comme matériaux minéraux utilisés dans l'industrie de la construction. Ils se répartissent suivant leur dimension en plusieurs familles dont les diamètres minimaux et maximaux sont normalisés (norme AFNOR P18-101, 1990). La forme, l'angularité, la texture de surface et la dureté des granulats sont déterminantes pour le comportement mécanique des mélanges bitumineux. Le frottement interne du matériau est augmenté et sa stabilité mécanique est améliorée (Moutier, 1992).

I.8.1.2.2 Le bitume

Le bitume, qui est produit en raffinerie à partir de la distillation fractionnée de certains pétroles bruts, est un mélange complexe de composés hydrocarbonés (Bitumes, 1991; Nguyen, 2002; Olard, 2003). Selon l'Association mondiale de la route (anciennement appelée Association internationale permanente des congrès routiers - AIPCR), un bitume est un « matériau organique sensiblement visqueux ou presque solide, pratiquement non volatil, adhésif et imperméable à l'eau dérivé du pétrole brut ou présent dans l'asphalte naturel » (World Road Association, 2007)

Dans le cas des enrobés, le bitume assure la cohésion du matériau, agissant comme un mastic qui lie les granulats entre eux. Le bitume réagit différemment selon la durée d'application d'un chargement. Il est considéré comme un fluide viscoélastique linéaire. La caractéristique la plus pertinente du bitume est la très grande variation de sa rigidité avec la température, qui sera désignée comme « susceptibilité à la température ».

Les déformations permanentes sont associées à des températures élevées et à de longs temps de chargement ; la fissuration par fatigue est associée à des températures intermédiaires et à un chargement répété ; la fissuration thermique et la rupture fragile sont associés à des températures très basses et à des temps de chargement très courts (Sohm, 2011).

I.8.1.2.3 Spécifications des enrobés bitumineux dans le domaine de transport

Les mélanges bitumineux sont principalement utilisés dans les applications de chaussées routières. La norme européenne (NF 13108-1, 2007) définit les exigences de composition et de performance des mélanges bitumineux pour couches de surface et pour couches d'assise. Les matériaux d'assise, responsables de la transmission et de la répartition des charges sur le support sont caractérisés par des valeurs de module élevées et une bonne résistance à la fatigue. La norme européenne (NF 13108-1, 2007) comprend deux familles de matériaux : les graves-bitume (GB) divisées en 3 classes 2, 3 et 4, suivant leurs performances mécaniques et les enrobés à module élevé (EME), qui comprennent 2 classes, 1 et 2. La grave-bitume la plus utilisée en France est la GB3. Les mélanges GB4 et EME2 sont utilisés pour les chaussées à très fort trafic. Les différentes classes de GB sont caractérisées par des valeurs minimales spécifiques de module et de résistance à la fatigue indiquées dans le Tableau I.2.

Tableau I.2 - Spécifications pour les matériaux d'assise conformément à la norme européenne (NF 13108-1, 2007)

Matériau	Module minimal $ E^* $ à 15 °C et 10 Hz (MPa)	ϵ_6 à 10 °C et 15 Hz (μdef)
GB2	9000	80
GB3	9000	90
GB4	11000	100
EME2	14000	130

Le développement de l'industrie du transport ferroviaire s'accompagne d'une augmentation des vitesses de circulation et des charges du trafic. De nos jours, les trains à grande vitesse peuvent circuler à une vitesse commerciale allant jusqu'à 350 km.h^{-1} . Pour une structure ferroviaire, la sous couche assure la transmission optimale de la charge au sol de fondation. Dans presque tous les pays européens, une

capacité portante minimale de 80 MPa est requise pour les sous couches lorsque les caractéristiques du sol sont suffisantes. Cette exigence minimale passe à 120 MPa pour les sols de mauvaise qualité.

Les couches de grave bitume sont actuellement utilisées dans les structure des voies ferrées dans de nombreux pays, notamment en Italie, en France, en Espagne et aux États-Unis.

I.8.1 Comportement des matériaux bitumineux

I.8.1.1 Comportement réversible des matériaux bitumineux

Les enrobés bitumineux sont généralement considérés, dans le domaine des petites déformations, comme des milieux continus, non-vieillissant, linéaires, viscoélastiques et thermo-susceptibles.

I.8.1.1.1 Viscoélasticité

Bien que sa structure composite grenue confère à l'enrobé un caractère hétérogène, on peut faire l'hypothèse d'un milieu continu, lorsqu'on se place à l'échelle de la structure de chaussée. Dans le domaine des petites déformations, la rigidité de l'enrobé est indépendante de l'intensité de la sollicitation (Lemaitre, Chaboche, & Germain, 1985; Linder, 1977).

Par ailleurs, l'enrobé bitumineux hérite des caractéristiques viscoélastiques du liant qu'il contient. La Figure I.20 présente les domaines de comportement des mélanges bitumineux en fonction du niveau de déformation appliqué et du nombre de charges, indépendamment de l'état de contraintes appliqué (compression, traction, pression moyenne, confinement, ...). Sous un chargement instantané, l'enrobé présente un comportement instantané correspondant à l'élasticité des solides, suivi d'une réponse différée, correspondant à la viscosité des liquides. Dans le domaine des petites déformations ($\epsilon < 100 \mu m/m$), et pour un nombre limité de cycles, les matériaux bitumineux présentent un comportement viscoélastique linéaire (Airey & Rahimzadeh, 2004; H. Di Benedetto, Partl, Francken, & Saint André, 2001; C. Huet, 1963; Linder, 1977). En conséquence, la réponse d'un enrobé à une sollicitation ne dépend pas simplement de l'instant présent mais également de toute l'histoire passée des sollicitations.

La viscoélasticité du matériau se traduit par une loi élastique usuelle écrite avec un module complexe E^* et un coefficient de poisson complexe (pris réel pour les enrobés).

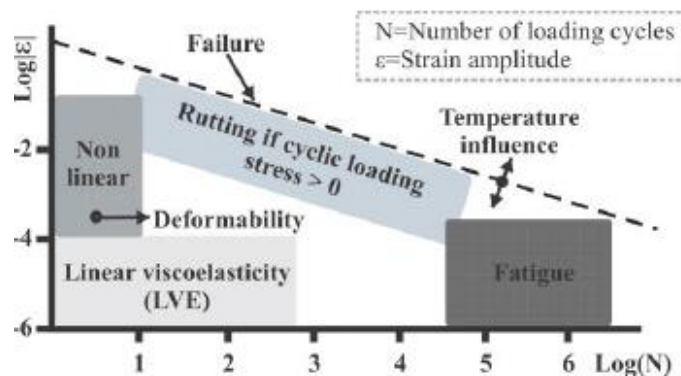


Figure I.20 - Comportement mécanique d'un enrobé bitumineux (H Di Benedetto & Corté, 2005)

I.8.1.1.2 Module complexe

Le module complexe est mesuré à l'aide d'un essai consistant à soumettre le matériau à des sollicitations sinusoïdales en petites déformations, pour différentes valeurs de fréquence et de température (Mandel, 1955).

Le module complexe E^* est le nombre complexe défini comme le rapport entre l'amplitude complexe de la contrainte sinusoïdale de pulsation ω appliquée au matériau $\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t)$ et l'amplitude complexe de la déformation sinusoïdale qui en résulte, en régime établi. Compte tenu du caractère viscoélastique du matériau, la déformation accuse un retard sur la contrainte, se traduisant par un angle de déphasage ϕ entre les deux signaux : $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \phi)$.

Le module complexe $E^*(t)$ peut alors s'écrire:

$$E^*(t) = \frac{\sigma^*(t)}{\varepsilon^*(t)} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i(\omega t - \phi)}}$$

Soit :

$$E^*(\omega) = |E^*| e^{i\phi}$$

Où $|E^*|$ est la norme (ou module réel) du module complexe, souvent appelé module de rigidité et ϕ , l'argument de E^* est appelé angle de déphasage (ou angle de phase) du matériau. Il intervient, en particulier, pour la quantification de l'énergie dissipée dans la matière à chaque cycle de chargement.

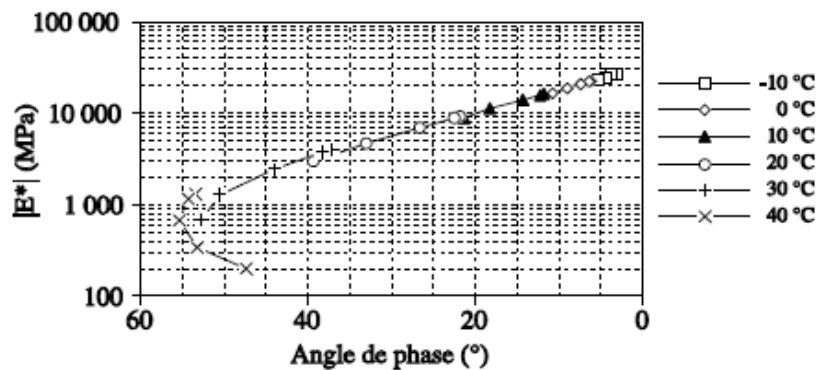


Figure I.21 - Module complexe dans l'espace de Black (H Di Benedetto & Corté, 2005)

Les résultats de la Figure I.21, présentés dans l'espace de Black, ont été obtenus pour un enrobé bitumineux de type « béton bitumineux semi-grenu » (norme AFNOR NF EN 13108-1, 2007). Cette représentation consiste à tracer le logarithme de la norme du module complexe $|E^*|$ en fonction de l'angle de phase correspondant. La courbe obtenue est caractéristique du matériau étudié.

I.8.1.1.3 Modèle d'Huet-Sayegh

Le modèle de Huet-Sayegh (C. Huet, 1963; Christian Huet, 1999; Sayegh, 1965) est un modèle analogue qui associe deux branches parallèles ; en série un ressort de raideur E_{inf} et deux amortisseurs à lois de fluage paraboliques de paramètres h et k , auxquels s'ajoute en parallèle un ressort de très faible rigidité comparée à E_{inf} .

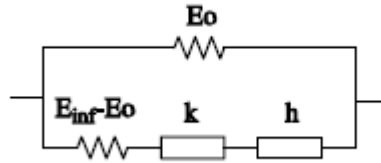


Figure I.22 - Modèle de Huet-Sayegh

Le module complexe du modèle, illustré sur la Figure I.22, s'écrit comme suit :

$$E^*(\omega) = E_0 + \frac{E_{inf} - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}}$$

Avec ω la pulsation, τ le paramètre ayant la dimension d'un temps et qui s'apparente à un temps de retard, h, k, δ les paramètres constants des éléments paraboliques du modèle ($0 < k < h < 1$) et E_{inf} le module instantané du modèle et E_0 le module statique.

Le modèle de Huet-Sayegh permet de modéliser le comportement des enrobés pour l'ensemble des fréquences, basses et hautes, et toutes les températures.

Afin de déterminer l'évolution du module complexe avec la température, Huet propose une loi de variation de τ avec la température de type Arrhenius. Une approximation de la variation de $\ln \tau$ avec la température θ sous la forme d'une loi polynomiale de degré 2 : $\ln(\tau) = A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2$ sur la gamme -10 à + 40 °C (C. Huet, 1963).

I.8.1.1.4 Susceptibilité thermique

La température est un paramètre déterminant du comportement des matériaux bitumineux. En effet, le bitume qui entre dans leur composition présente une rigidité qui varie de façon très importante avec la température. Ainsi, à température basse, l'enrobé possède sous sollicitation usuelle (trafic routier) une rigidité élevée ; à température élevée, en revanche, il présente un module faible et une déformabilité importante.

Cette grande sensibilité à la température engendre des phénomènes de dégradation contrastés selon les périodes climatiques. On peut, en effet, observer sur les routes des fissures causées par une rupture fragile en hiver, et des ornières, causées par les déformations permanentes en été.

I.8.1.2 Comportement en fatigue des enrobés bitumineux

I.8.1.2.1 Introduction

Le passage des essieux des véhicules génère des déformations de faible amplitude dans les couches bitumineuses. Ces charges répétées et de courte durée ne provoquent pas la rupture immédiate du matériau bitumineux. Néanmoins, les propriétés du matériau sont dégradées par ces charges répétées qui entraînent l'apparition de microfissures. Après un certain nombre de charges appliquées, ces microfissures évoluent en macro-fissures qui causent la détérioration du matériau. Cet affaiblissement progressif des propriétés matérielles est défini par endommagement en fatigue (Hervé Di Benedetto & Corté, 2004).

Une recherche considérable a été consacré à la caractérisation du comportement en fatigue des matériaux bitumineux. On cite, entre autres, (Baaj, 2002; H. Di Benedetto, De La Roche, Baaj, Pronk, & Lundström, 2004; Y. R. Kim, Lee, & Little, 1997; Y.-R. Kim, Little, & Lytton, 2003; La Roche, 1996; Piau, 1989).

I.8.1.2.2 Principe de l'essai de fatigue en flexion 2 points

En France, l'essai de fatigue s'effectue sur une éprouvette de forme trapézoïdale qui est testée en flexion deux points. La déformation considérée est la déformation maximale subie par la fibre extrême de l'éprouvette lors d'une sollicitation sinusoïdale à amplitude de flèche constante. Cette déformation est calculée à partir de la flèche en tête en supposant le matériau linéaire et homogène. La forme trapézoïdale de l'éprouvette a été choisie pour obtenir une déformation maximale en dehors de la zone d'encastrement de l'échantillon sollicité en poutre console. Des calculs de résistance des matériaux (RDM) montrent que la rupture s'effectue généralement au voisinage de 1/5 de la hauteur totale. Une grande disparité expérimentale existe néanmoins sur les valeurs de cette hauteur.

L'essai de fatigue en laboratoire permet de déterminer la déformation ε_6 menant à la rupture d'une éprouvette par fatigue pour 10^6 chargements. Il est réalisé à une température de 10 °C et une fréquence de 25 Hz.

Pour le dimensionnement des chaussées bitumineuses, la méthode française de dimensionnement définit une déformation admissible en fatigue, $\varepsilon_{t,adm}$ dans la couche d'assise bitumineuse. Celle-ci est calculée à partir de la valeur de ε_6 . Elle tient compte du décalage existant entre les conditions d'essais de laboratoire et la réalité (chargement, température...) à travers un certain nombre de coefficients correctifs.

D'après la Norme Française NF P98-086 de dimensionnement des chaussées (AFNOR NF P98-086, 2011) (également transposable au cas ferroviaire), la déformation admissible $\varepsilon_{t,adm}$ en bas de couche, en fonction du nombre d'essieux NE , peut être définie par :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10^\circ C, 25Hz) \times \sqrt{\frac{|E^*|(10^\circ C, 10Hz)}{|E^*|(\theta_{eq}, 10Hz)}} \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times k_c \times k_r \times k_s$$

avec :

$\varepsilon_6(10^\circ C, 25Hz)$: valeur de déformation conduisant, en laboratoire pour l'essai de fatigue normalisé (NF EN 12697-24), à une durée de vie de 10^6 cycles,

b : pente de la loi de fatigue du matériau bitumineux ($-1 < b < 0$),

$|E^*|(10^\circ C, 10Hz)$: module de rigidité (norme du module complexe) obtenu à 10 °C et 10 Hz,

$|E^*|(\theta_{eq}, 10Hz)$: idem pour la température équivalente θ_{eq} associée aux conditions climatiques du site considéré,

k_c , k_r et k_s : coefficients d'ajustement (respectivement, coefficients de calage, de risque et de plateforme)

Le dimensionnement des couches bitumineuses est considéré comme correct lorsque $\varepsilon_{calculé} < \varepsilon_{admissible}$ à la base des couches d'assise ; sinon, il faut augmenter les épaisseurs ou reconsidérer les matériaux choisis.

I.8.1.2.3 Loi de fatigue

L'essai classique permettant d'évaluer les propriétés de résistance à la fatigue des mélanges bitumineux consiste à soumettre une éprouvette de matériau à des chargements sinusoïdaux, à niveau de déformation imposé, et à déterminer le nombre de cycles de chargement conduisant à la rupture. Ce nombre de cycles est généralement appelé « durée de vie en fatigue » et il est associé au niveau de déformation de l'essai. En testant le même matériau à différents niveaux de sollicitations, on obtient différentes valeurs de durée de vie en fatigue. La représentation la plus courante de ces valeurs est la courbe de Wöhler, qui trace l'amplitude de la sollicitation appliquée par rapport au nombre de cycles de chargement avant la rupture (Figure I.23).

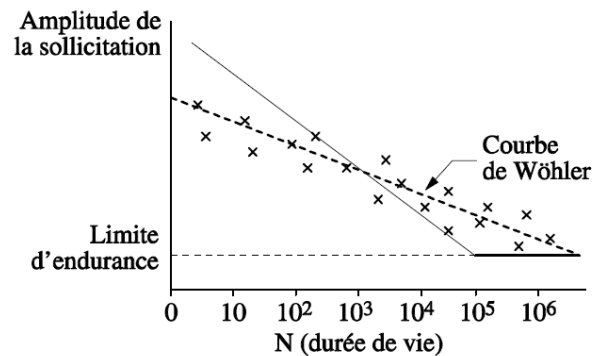


Figure I.23 - La courbe de Wohler – Limite d'endurance ((H Di Benedetto & Corté, 2005)

La pente de la courbe de Wöhler est négative car on observe que la durée de vie en fatigue diminue avec l'augmentation de l'amplitude de la sollicitation. Cette courbe étant une droite en coordonnées logarithmiques, s'exprime par la relation :

$$S = A \cdot N^{-b}$$

On appelle résistance à la fatigue pour N cycles de sollicitation, la valeur de la sollicitation conduisant à la rupture pour N cycles.

Lors d'un test de fatigue, une perte de rigidité est observée lorsque le nombre de cycles de chargement appliqués (N) augmente. De manière analogue, l'évolution de l'angle de phase présente également trois phases distinguables (Baaj, Di Benedetto, & Chaverot, 2003; Cardona, Di Benedetto, Sauzeat, Calon, & Saussine, 2016; H. Di Benedetto et al., 2004; Hervé Di Benedetto, Ashayer Soltani, & Chaverot, 1996).

La première phase constitue l'échauffement du matériau conduisant à une décroissance rapide de rigidité. La perte de module peut être complètement récupérée dans le cas où le test est arrêté. La deuxième phase est caractérisée par une croissance homogène des microfissures et une décroissance lente et continue du module. Elle est appelée la phase réelle d'endommagement par fatigue. Enfin, la troisième phase traduit l'assemblage des microfissures et leur localisation menant aux macro-fissures jusqu'à la rupture du matériau. Une chute brusque du module est observée durant cette dernière phase. Les résultats d'un essai de fatigue sont représentés sous forme de courbe de fatigue indiquant les trois phases comme le montre la Figure I.24.

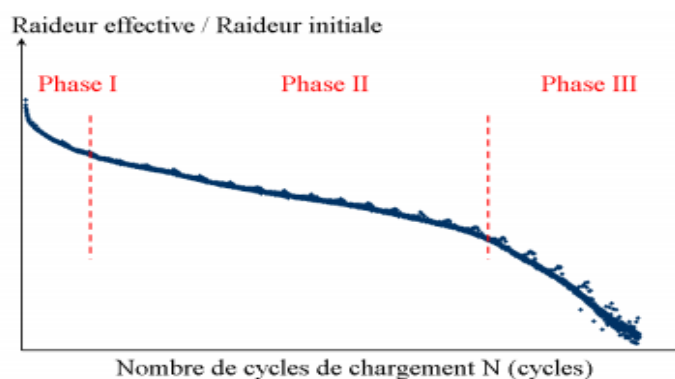


Figure I.24 - Courbe de fatigue (Somé, 2012)

I.9 Utilisation des enrobés bitumineux dans le domaine ferroviaire

L'utilisation de matériaux bitumineux, et en particulier de graves bitume (GB) dans la construction des structures ferroviaires a vu le jour dans différents pays. L'utilisation des enrobés bitumineux pour les sous-couches situées sous le ballast a été identifiée comme une solution possible pour l'amélioration de la durabilité de la structure de la voie. En interposant une couche semi-rigide de GB dans la zone entre le ballast et la GNT, le comportement de la structure globale est grandement amélioré. Cela vaut à la fois pour les lignes à grande vitesse de passagers et pour le fret. A titre d'exemple, au cours de la dernière décennie, 322 km de couches sous-ballast en matériaux bitumineux ont été construits pour de nouveaux projets dans la région du Centre-Ouest des États-Unis; principalement pour le trafic lourd de fret.

I.9.1 Avantages de l'utilisation des matériaux bitumineux dans le domaine ferroviaire

Les propriétés du bitume et des enrobés bitumineux rendent ces matériaux intéressants pour la construction de voies ferrées. Cela a été prouvé dans diverses applications pour les lignes à grande vitesse.

L'utilisation de couches bitumineuses sous ballast présente de nombreux avantages économiques. En général, des finisseurs et des compacteurs vibrants (équipements pour autoroutes) sont utilisés pour la construction des couches bitumineuses sous-ballast. Les coûts de construction d'une structure ferroviaire avec sous couche en GB peuvent être inférieurs à ceux d'une structure en matériaux granulaires uniquement, en supposant que les coûts de transport sont élevés pour les matériaux de haute qualité (Albalat, Domingo, Sanchis, Herráiz, & Segarra, 2011; European Asphalt Pavement Association, 2003; Rose, Teixeira, & Veit, 2011; PF Teixeira, Lopez Pita, & Ferreira, 2010). On note un gain de productivité du chantier. L'utilisation des couches bitumineuses dans le domaine ferroviaire génère une économie importante de matériaux, du fait que l'épaisseur de la sous couche est réduite. En d'autres

termes, la couche bitumineuse peut réduire la hauteur totale de construction de la superstructure, ce qui est important dans le cas des tunnels et des ponts. Le gain du volume des matériaux est estimé à environ 200 m³/km/voie selon (Albalat et al., 2011).

Plusieurs avantages techniques liés à l'utilisation de mélanges bitumineux dans la conception de la voie sont bien identifiés d'après les expériences internationales et nationales. Une couche de GB sous le ballast améliore la capacité portante de la structure. Elle permet d'améliorer la répartition du chargement du convoi ferroviaire, et de réduire les contraintes statiques et dynamiques dans les sous couches d'assise et d'augmenter le confinement du ballast. Elle améliore à la fois la stabilité et la durabilité de la structure, ce qui contribue à réduire le besoin d'entretien. En outre, l'utilisation de grave bitume dans la construction ferroviaire contribue également à réduire les vibrations produites par les trains, ce qui réduit également le bruit de roulement (P. F. Teixeira & Lopez-Pita, 2005; Zeng, 2005).

La couche sous ballast en GB apporte encore d'autres avantages, mentionnés par le Ferrovie Dello Stato, par rapport à une sous-couche granulaire classique (P. F. Teixeira & Lopez-Pita, 2005). En effet, la couche d'enrobé constitue également une couche uniforme imperméable, qui empêche les infiltrations des eaux de pluie dans le sol support. En conséquence, un meilleur drainage est apporté ce qui réduit l'accumulation de dépôts et permet de réduire les effets de l'action du gel/dégel (Policicchio, 2007). Les bonnes propriétés de protection de la couche bitumineuse permettent de réduire la pente latérale du sous-ballast à 3% ce qui entraîne une réduction du volume de la couche de ballast par rapport aux structures conventionnelles ayant des pentes de 4%. Cette économie représente, selon (Albalat et al., 2011), au moins 5% du coût de la couche de GB.

I.9.1 Retours d'expérience sur les voies ballastées avec sous-couches bitumineuses

I.9.1.1 Italie

La première utilisation des enrobés bitumineux dans la construction ferroviaire à grande vitesse en Italie date des années 1970 sur toutes les sections la ligne Rome-Florence « Direttissima » (Buonanno & Mele, 2000) où la sous couche de 12 cm est réalisée en grave bitume. Avec l'achèvement des lignes de passagers à grande vitesse Nord-Sud et Est-Ouest, le Réseau Italien à Grande Vitesse comprendra plus de 1 200 km de GB sous-ballast (Paulo F Teixeira, 2009).

Au cours de la construction, la compagnie ferroviaire italienne a exigé une portance minimale de 80 MPa pour supporter correctement le ballast. D'où l'insertion de GB sur les voies classiques (P. F. Teixeira & Lopez-Pita, 2005).

Les résultats ont été très satisfaisants et ont montré que l'application d'une couche sous-ballast de grave bitume a contribué à la réduction des vibrations transmises par les TGV et à la stabilité géométrique de la voie, en particulier au niveau de points critiques tels que les joints de dilatation et dans des zones de transition entre des structures en béton (ponts) et des remblais où les forces dynamiques sont importantes.

Le profil en coupe transversale des structures de voie à grande vitesse italiennes est représenté sur la Figure I.25. La sous-couche en GB d'épaisseur 12 cm est appliquée sur toute la section transversale de la voie, avec une largeur totale d'environ 14 m (Policicchio, 2007; Paulo F Teixeira, 2009).

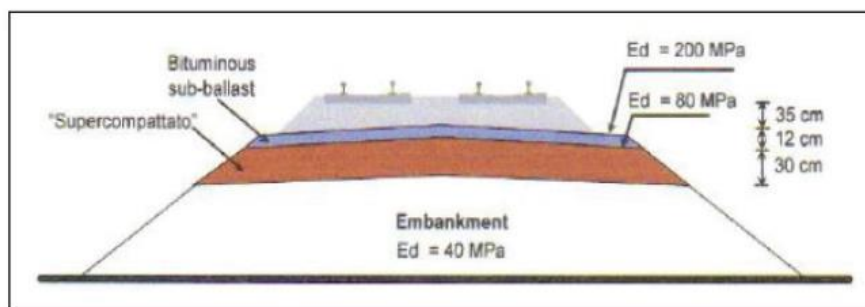


Figure I.25 - Coupe transversale d'une section de LGV en Italie (P. F. Teixeira & Lopez-Pita, 2005)

I.9.1.2 France

La technique d'insertion d'une couche en grave bitume sous ballast sur les assises de voie ferrée a été introduite en France depuis les années 2000. On peut citer les projets suivants :

- LGV Est Européenne : Sa 1^{ère} phase réalisée en 2003 et mise en service en 2007 est présentée dans la suite. Sa 2^{ème} phase construite avec une sous couche en GB sur 55 km est mise en service depuis juillet 2016. Une section a été instrumentée sur le 2^{ème} tronçon.
- LGV Bretagne – Pays de la Loire : Cette ligne est étudiée dans cette thèse et est décrite en détail dans le chapitre suivant.
- LGV Sud – Europe Atlantique : 43 km de voie réalisés en grave-bitume sur la LGV de 300 km.
- LGV CNM Nîmes – Montpellier : 80 km de voie réalisés avec enrobés bitumineux

I.9.1.2.1 Description de la LGV Est européenne

La LGV Est fait partie du réseau ferroviaire qui relie la France avec l'Allemagne, le Luxembourg et la Suisse. Elle se compose de 300 km de voie de Paris à Beaudrecourt, dans la région Champagne et 106 km de Strasbourg à la frontière franco-allemande. La zone de test de 3 km de long avec la couche bitumineuse sous le ballast, construite sur la LGV, est située à proximité de la ville de Reims. L'objectif de cette section d'essai était de déterminer si cette nouvelle conception pouvait être considérée comme une alternative acceptable pour les futurs projets d'infrastructures ferroviaires (Bitume Info, 2005; Rail and Recherche, 2005).

Cette LGV est en service depuis 2007 avec le trafic ferroviaire français et allemand, avec des trains passant à une vitesse commerciale de 320 km.h⁻¹. En 2013, le trafic journalier annuel moyen a été estimé à 112 passages de trains par voie. Elle est construite entre les points kilométriques PK 109+52 et PK 112+52 et comprend des tronçons rectilignes et courbes. Le segment PK 108+705 a une structure classique avec une couche granulaire sous le ballast. Il est utilisé comme zone de référence.

La sous couche en GB3, selon la norme européenne (NF 13108-1, 2007), (avec une meilleure résistance à la fatigue) a une épaisseur 14 cm et une largeur de 10,7 m. Le module complexe de l'enrobé a une valeur de 10416 MPa à 15 °C et 10 Hz et sa valeur de ε_6 est supérieure 110 $\mu\text{m/m}$ à 10°C et 25 Hz. L'enrobé a une teneur en bitume de grade 35/50 de 5% (D. A. Ramirez Cardona, 2016). Quant aux matériaux granulaires, la capacité portante sous la couche de GB est d'au moins 120MPa.

La Figure I.26 compare la section transversale traditionnelle entièrement granulaire de la LGV-Est avec la structure avec sous couche bitumineuse de la section d'essai de 3 km.

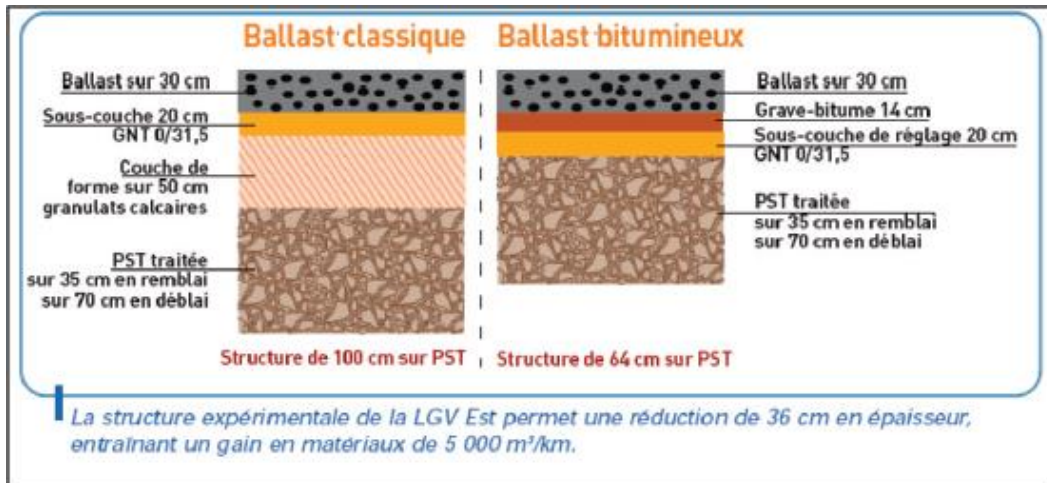


Figure I.26 - Section de la LGV Est avec sous couche classique et sous couche bitumineuse (Bitume Info, 2005)

I.9.1.2.2 Instrumentation de la section d'essai

La SNCF a effectué différents essais pendant 4 ans pour évaluer l'impact sur l'entretien et observer le comportement lors des variations climatiques. Différents capteurs de mesure ont été installés à la fois dans la section innovante et classique pour mesurer les températures, les pressions, les accélérations, les contraintes et les déformations de la couche d'enrobé.

Les sondes de température enregistrent en continu la température ambiante et celle de la couche bitumineuse. Des capteurs de pression ont été placés sur la section en GB et les sections en GNT afin de mesurer les pressions s'exerçant sur la plateforme au passage du trafic. Les jauges de déformation mises en place à la base de la couche en grave bitume dans le sens longitudinal et transversal permettent de mesurer les déformations en extension de la fibre inférieure de la couche de grave et de valider l'hypothèse de dimensionnement en fatigue basée sur le niveau maximal des déformations dans la couche bitumineuse. Des jauges de contraintes ont également été mises sur les rails afin de mesurer le chargement appliqué lors du passage d'un TGV.

Les mesures extensomètres et les capteurs de pression sont réalisées deux fois par an. Des accéléromètres ont également été utilisés sur les traverses pour mesurer et comparer les accélérations verticales des structures conventionnelles et bitumineuses (A Robinet, 2005).

La Figure I.27 présente un plan détaillé de l'instrumentation de la structure bitumineuse, dans des vues en coupe et en plan, au PK 110+605.

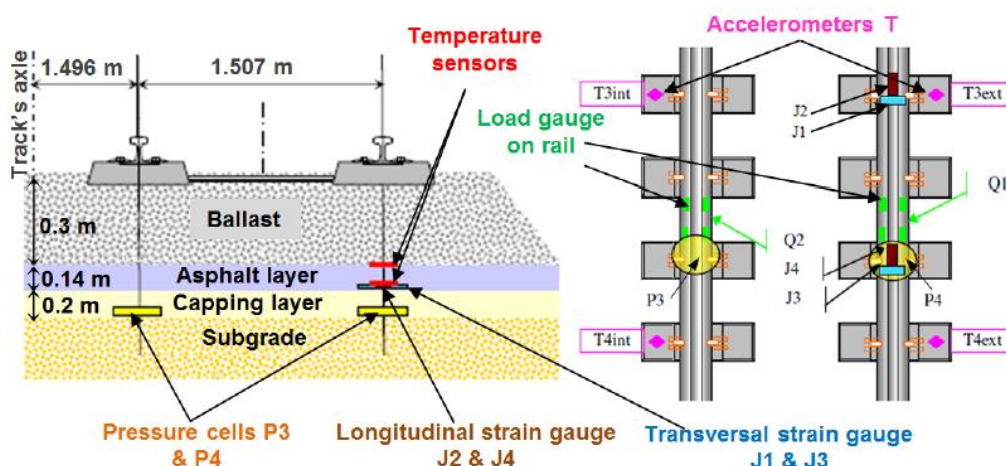


Figure I.27 - Instrumentation du segment avec GB sur la LGV Est: plan transversal (gauche) et vue en plan (droite) (D. Ramirez Cardona et al., 2014)

I.9.1.2.3 Résultats de la section test de la LGV Est

Les données récupérées de ce premier essai instrumenté ont montré un bon comportement de la voie expérimentale (D. Ramirez Cardona et al., 2014). Par rapport à la structure conventionnelle, la hauteur de la structure a été réduite de 16cm avec la couche bitumineuse (Marmier, 2005; Alain Robinet & Cuccaroni, 2012).

Les mesures présentées dans cette partie correspondent au passage d'un TGV comportant 13 bogies à une vitesse de 317 km.h^{-1} . La charge mesurée sur le rail, dans les deux zones instrumentées, classique et bitumineuse, par les jauges de contraintes (Q_z) était de 82.4 kN comme le montre la Figure I.28.

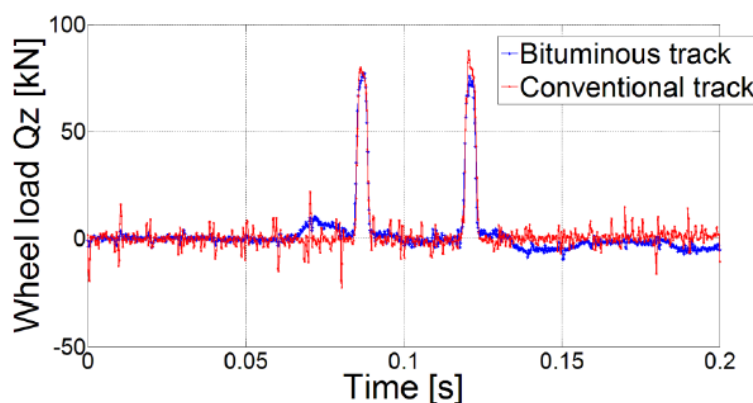


Figure I.28 - Signaux de mesure des charges des roues sur la zone test, filtrés à 160Hz (D. Ramirez Cardona et al., 2014).

Contrainte verticale

La contrainte verticale mesurée au sommet du terrassement du segment de voie conventionnel était 70% plus élevée (22.3 kPa) que celle du segment bitumineux (Figure I.29). Ceci peut être attribué à la meilleure diffusion des charges par la couche bitumineuse, plus rigide. Ainsi, la durée de vie de la structure est améliorée du fait que l'agressivité du chargement appliqué par les TGV sur la plate-forme est réduite par la présence de la sous-couche bitumineuse.

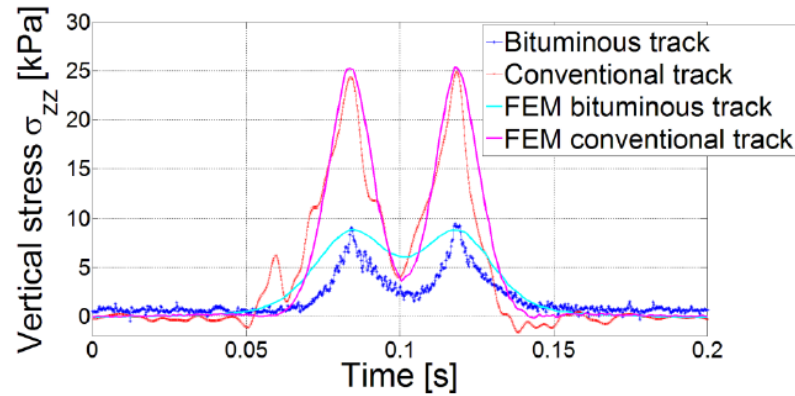


Figure I.29- Contraintes verticales au sommet du terrassement pour les deux sections bitumineuse et classique (D. Ramirez Cardona et al., 2014).

La Figure I.30 présente les mesures filtrées à 160 Hz (passe-bas) de l'accéléromètre externe placé dans la position T4ext (Figure I.27) des deux structures classique et bitumineuse. La structure avec GB présente des pics d'accélérations verticales sur traverses inférieures à ceux de la structure classique. Ces résultats sont en accord avec les résultats de (Di Mino, Di Liberto, Maggiore, & Noto, 2012).

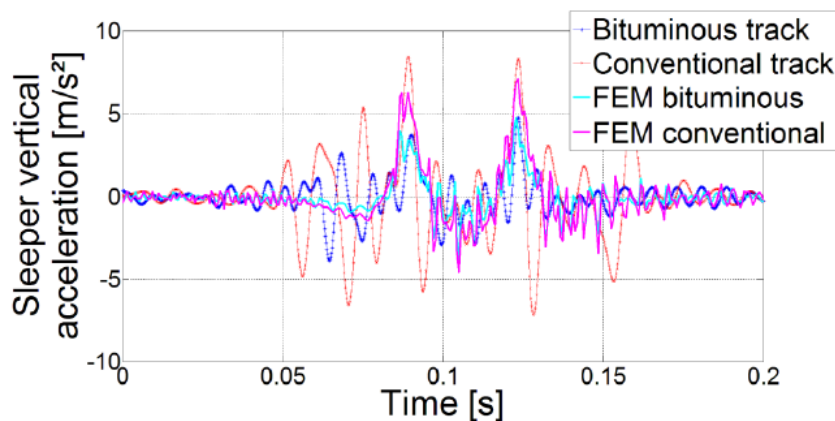


Figure I.30- Mesures des accélérations verticales sur les traverses pour les deux structures et comparaison avec des simulation FEM (D. Ramirez Cardona et al., 2014)

Rigidité et déformation verticale

En ce qui concerne la rigidité verticale de la voie, non seulement il était constaté que la section bitumineuse était 7,3% plus rigide que la section conventionnelle, mais elle était aussi plus homogène. Une étude de la SNCF montre une réduction de 40% de l'écart-type de la rigidité verticale, mesurée avec le wagon suisse EWM sur la zone d'essai, comparée à la section classique (Laurens, 2014). Cette homogénéité de la rigidité devrait réduire les tassements différentiels des couches sous chargement dynamique.

La Figure I.31 montre la déformation longitudinale mesurée par les jauges J2 et J4 dans la couche bitumineuse (Figure I.27). L'amplitude maximale de déformation est proche de 2 $\mu\text{m}/\text{m}$, ce qui représente un niveau de sollicitation très faible. (Rose, Li, & Walker, 2002) ont conclu que la couche

bitumineuse sous ballast devrait avoir une très longue durée de vie étant donné les niveaux de sollicitations très faibles induits par les charges ferroviaires.

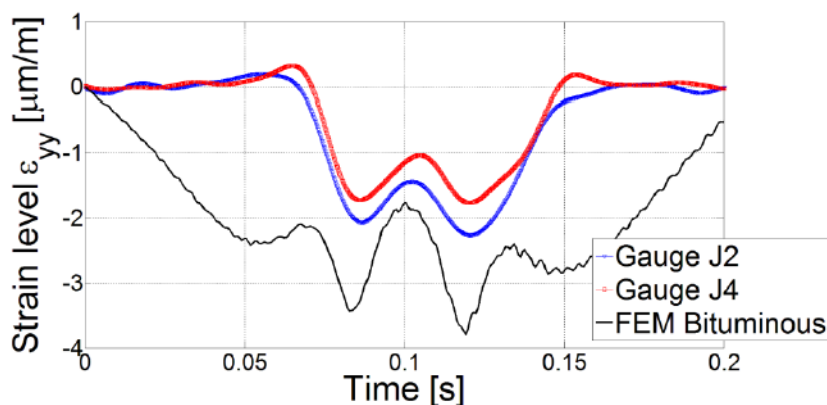


Figure I.31 – Déformations à la base de la GB: simulation numérique et mesures expérimentales sur la zone test de la LGV Est (D. Ramirez Cardona et al., 2014)

Température

Les mesures de température dans la couche bitumineuse de la zone test mesurées entre 2007 et 2013 sont présentées sur la Figure I.32. On remarque deux pics d'occurrence autour de 7°C et de 16°C. Les résultats montrent que le matériau bitumineux présente des températures modérées en hiver et en été. La température de la GB ne présente jamais de valeur négative, et dépasse rarement 20°C en été.

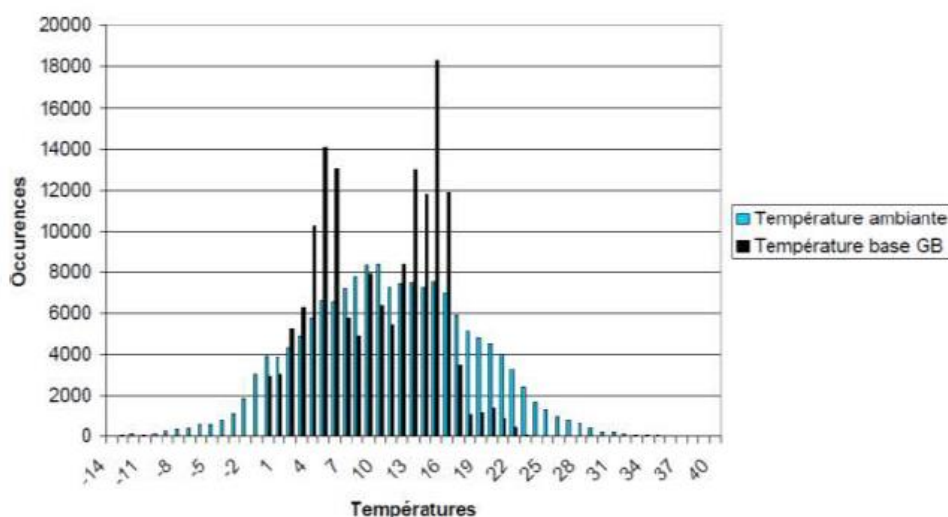


Figure I.32 - Plages de variation de la température ambiante et de la température à la base de la couche bitumineuse de la LGV Est (source: document interne de la SNCF)(D. Ramirez Cardona et al., 2014)

Maintenance

En service depuis juin 2007, il a fallu peu d'opérations de maintenance pour la zone test avec GB par rapport aux sections de voie conventionnelles voisines. La comparaison en termes de besoins de maintenance est basée sur l'écart type du nivellement vertical. Un défaut du nivellement vertical entraîne

des surcharges dynamiques importantes. L'augmentation de l'écart-type des mesures de nivellement vertical, prises avec la rame IRIS 320, est une preuve évidente de la dégradation de la voie. (Cardona et al., 2016)(Cardona et al., 2016) montrent, sur la Figure I.33 et la Figure I.34, les courbes de dégradation de la voie, représentées par l'écart type du nivellement vertical moyen, de 2007 à 2016 pour deux sections de 1 km de la LGV Est. A noter que les deux sections voisines étaient soumises aux mêmes conditions météorologiques et au même trafic et que le meulage était fait au même moment et pour la totalité de leur longueur.

Dans les deux graphiques, les opérations de meulage et de bourrage sont représentées respectivement par des lignes verticales vertes et rouges. La courbe bleue réfère aux points kilométriques des opérations. (Cardona et al., 2016) concluent qu'au cours des mêmes 8 années de service, 10 opérations de bourrage sur plus de 100 m de voie ont été réalisées sur la structure classique et seule une opération a été requise sur la structure en GB. Le taux de dégradation (pente de la courbe de dégradation) de la voie bitumineuse est inférieur de 37,5% à celui de la voie conventionnelle. Les multiples opérations de bourrage effectuées sur la structure granulaire doivent également être prises en considération lors de l'analyse de la détérioration de la voie. Des valeurs d'écart-type inférieures sont observées après chaque opération de bourrage.

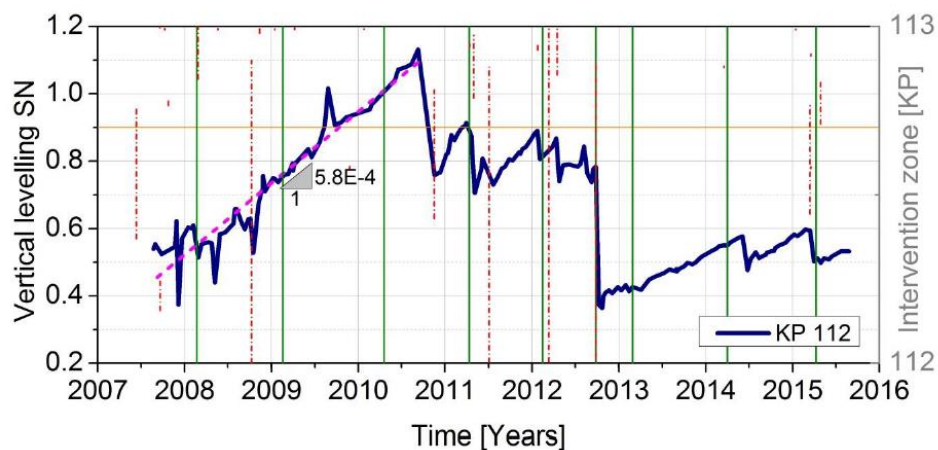


Figure I.33 - Variation du nivellement vertical (ligne bleue) dans le temps pour la structure de voie conventionnelle et opérations de maintenance au PK 112: meulage (lignes verticales vertes) et bourrage (lignes verticales en pointillés rouges) (Cardona et al., 2016)

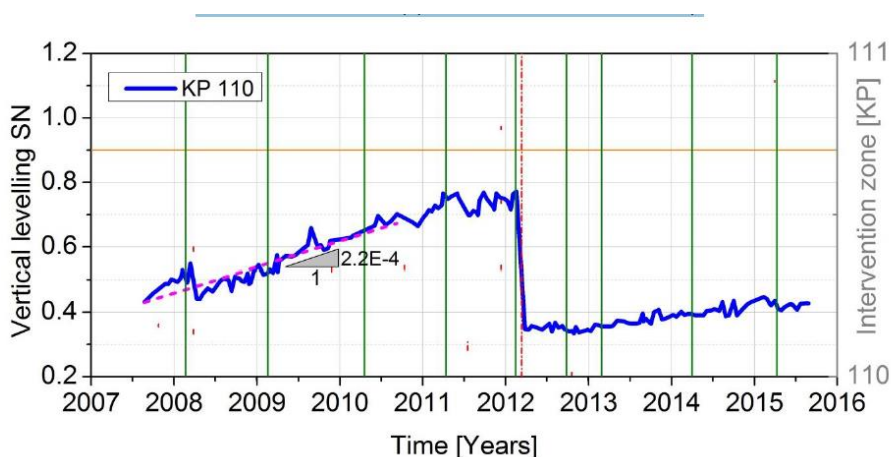


Figure I.34 - Variation du nivellement vertical (ligne bleue) dans le temps pour la structure de voie avec GB et opérations de maintenance au PK 110: meulage (lignes verticales vertes) et bourrage (lignes verticales en pointillés rouges)(Cardona et al., 2016)

Les interprétations de (Cardona et al., 2016) indiquent que la structure standard présente un comportement plus stable après la mi-2011 et que les valeurs des écart-types ont diminué après le bourrage à la fin de 2012. Cela pourrait indiquer d'après l'auteur, que le ballast de la voie avec GNT aurait pu atteindre son arrangement optimal entre 2011 et 2012 sachant que la stabilisation optimale du ballast sur une couche de GNT compacte peut prendre entre 6 et 7 ans.

Le profil de dégradation est observé uniforme et faible sur la section bitumineuse depuis la mise en service de la LGV. La qualité initiale a été presque entièrement récupérée après une opération de bourrage unique en 2012 avec un taux de dégradation proche de zéro. Cela pourrait indiquer comme le dit Cardona que la couche bitumineuse permet au ballast d'atteindre rapidement son arrangement optimal.

I.9.1.3 Espagne

En Espagne, une sous-couche bitumineuse a remplacé la sous-couche granulaire sur des sections d'essai, sur quatre lignes (Rose, Teixeira, & Ridgway, 2010; P Teixeira, López-Pita, Casas, Bachiller, & Robuste, 2006; PF Teixeira, Ferreira, Pita, Casas, & Bachiller, 2009): Madrid – Valladolid, Alicante – Murcie (en construction), Valladolid – Burgos (section d'essai la plus longue, 10 km en construction) et Barcelone – Figueras. La section d'essai de 1 km entre Sils et Riudellots sur la ligne Barcelone – Figueras, en service depuis 2013, est instrumentée avec des extensomètres, des jauges de pression, des sondes de température et d'humidité. Les espagnols ont prévu de surveiller la section test pendant 4 ans en exploitation commerciale dans des conditions de circulation mixte (trains à grande vitesse à 300 km.h⁻¹ et trains de marchandises ferroviaires à une vitesse maximale de 120 km.h⁻¹). Aucune information n'est disponible jusqu'à présent sur le comportement de la voie depuis sa mise en service.

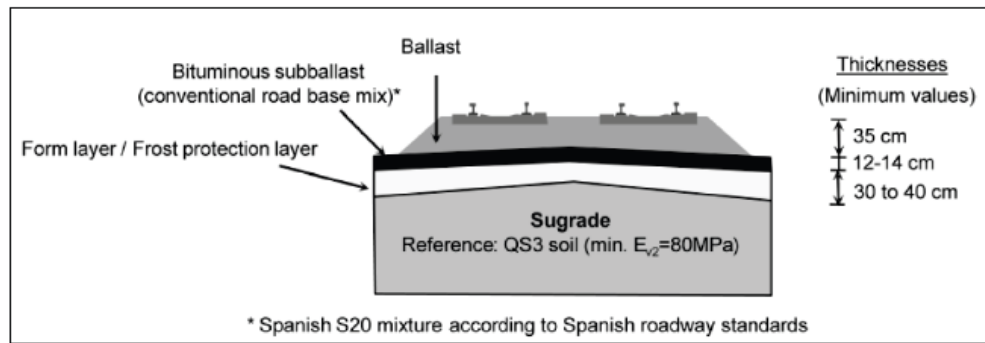


Figure I.35 - Section avec sous-couche en grave bitume de la LGV en Espagne (PF Teixeira et al., 2009)

I.9.1.4 Japon

Au Japon, les couches en grave bitume ont été largement utilisés dans les voies ferroviaires ballastées pendant de nombreuses années sur les lignes à grande vitesse et les lignes régulières (Rose et al., 2010). Le premier objectif de leur utilisation était de fournir à la couche de ballast un support rigide, de réduire les irrégularités de la voie et d'améliorer le drainage.

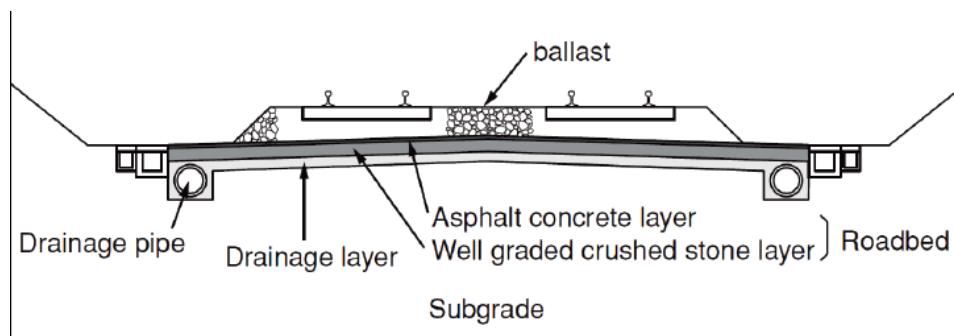


Figure I.36 - Section transversale d'une voie ballastée avec sous couche en GB au Japon (Momoya, 2007)

I.9.1.5 Etats Unis

La LGV Santa Fe dans les secteurs du Kansas et de l'Oklahoma, et la ligne précédente à CSX Transport, L & N Railroad/Seaboard System, dans la région du Kentucky, étaient les premières lignes concernées par l'utilisation d'une sous-couche bitumineuse. Ces premières constructions ont été réalisées au début des années 1980 (Rose et al., 2010). La GB est principalement utilisée dans les opérations d'entretien des voies existantes pour améliorer leurs performances.

Sur ces deux grandes voies ferrées et de nombreuses autres, il a été mis en œuvre plusieurs centaines de sous-couches d'enrobés dans les années suivantes et les chiffres continuent à augmenter chaque année. Leur utilisation sur les voies ferrées se divise en deux types d'applications : comme sous-couche sous le ballast (Figure I.37a) et parfois comme remplacement partiel de la couche granulaire (Figure I.37b).

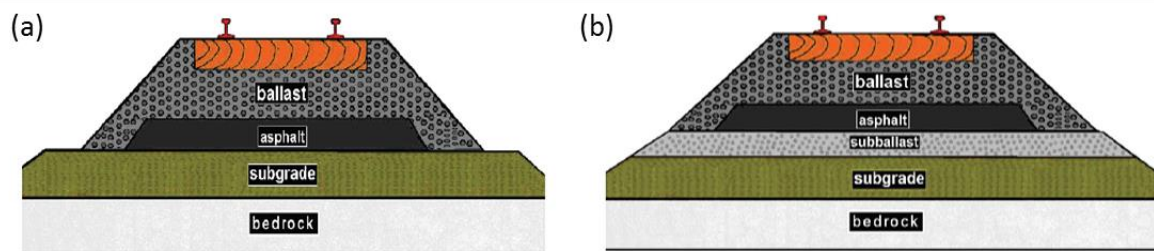


Figure I.37 – (a) Section de ligne avec GB et sans GNT (b) Section de ligne avec GB et GNT (Rose et al., 2010)

Aux États-Unis, l'« Asphalt Institute » a défini des recommandations pour la conception et la construction des LGV: la couche bitumineuse typique a une largeur d'environ 370 cm et une épaisseur d'environ 12.5 à 15 cm. Exceptionnellement sur les lignes à faibles performances, et dans les zones de sollicitations élevées, l'épaisseur de la sous-couche atteint les 20 cm (Rose et al., 2010).

I.9.1.6 Autriche

Depuis les années 1960, les autrichiens ont acquis une expérience technique considérable et ont pu évaluer les effets économiques des couches d'enrobé dans les plates-formes des voies ferroviaires sur une longue période. La couche bitumineuse, d'épaisseur qui varie de 8 à 12 cm, est généralement conçue pour la séparation de la plateforme du sol et de l'armement. La première couche de GB en Autriche a été installée en 1963. Entre cette date et 2011, aucune action de maintenance n'a été requise pour la couche (Rose et al., 2011; Veit, 1999).

Selon les Autrichiens et les études réalisées, l'utilisation de sous-couches d'enrobés entraîne une réduction de la détérioration de la voie, un allongement du délai entre les opérations de nivellement, de doublage et de bourrage (de 3 à 5 ans). En général, l'augmentation de la durée de vie de la voie est estimée à 17 %.

I.9.1.7 Maroc

Au Maroc, une nouvelle ligne à grande vitesse avec une couche sous ballast en grave bitume d'épaisseur 14 cm est en phase de construction. La couche d'enrobé repose sur une couche de grave non traitée de 15 cm. La ligne mesure 180 km de long.

Chapitre II La ligne à grande vitesse Bretagne – Pays de la Loire

II.1 Description de la LGV BPL

II.1.1 Introduction de la ligne à grande vitesse BPL

La ligne à grande vitesse (LGV) Bretagne – Pays de la Loire s'inscrit dans le prolongement de la LGV Atlantique Paris – Le Mans. La ligne traverse deux régions (Bretagne et Pays de la Loire) et trois départements (Sarthe, Mayenne et Ile-et-Vilaine). Le projet s'étend sur 182 km entre Connerré (Sarthe) et Rennes (Ile-et-Vilaine).

La LGV BPL est la première application à grande échelle en France de la nouvelle technique de sous couche bitumineuse, avec des conditions de plate-forme variées, et en utilisant une grave-bitume de performances plus élevées (GB4). 105 km de voie ont été construits avec une structure bitumineuse implantée sous le ballast alors que 77 km de voie classique ont été construits avec une sous couche en matériaux granulaires de type grave non traitée (GNT).

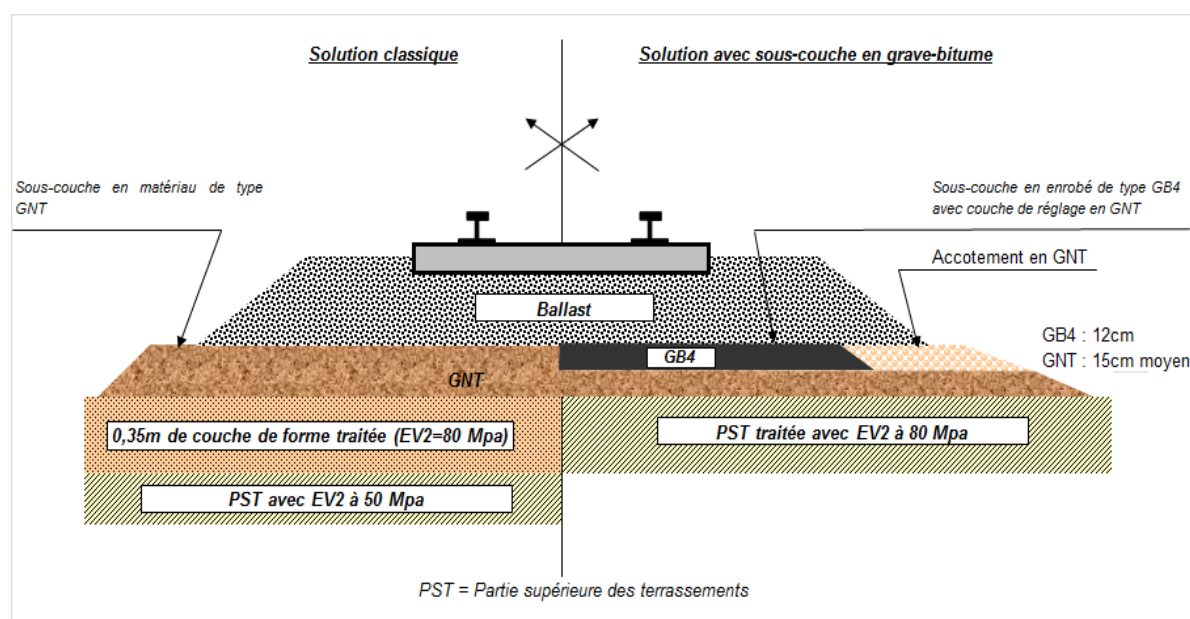


Figure II.1 – Les deux structures de la LGV BPL

La Figure II.1 présente la comparaison, pour la LGV BPL, de la solution classique avec sous-couche en matériaux granulaires et de la solution avec sous couche en GB. La voie classique comprend l'armement de la voie (rails + traverses) et le ballast d'une épaisseur de 30 cm sous traverse qui repose sur une sous-couche en matériaux granulaires non traités. Cette dernière repose elle-même sur une couche de forme traitée de 35 cm mise en œuvre sur la partie supérieure des terrassements (PST).

Quant à la structure innovante, la partie supérieure des terrassements (PST) est traitée à la chaux et au liant hydraulique, et est surmontée d'une couche de réglage de 15 cm en grave non traitée (GNT) sur laquelle est réalisée la sous-couche en GB, d'une épaisseur de 12 cm, complétée par un accotement en GNT de part et d'autre de la GB. Un enduit est mis sur la GB et la GNT d'accotement offrant ainsi au ballast une surface d'appui homogène. Des enduits monocouches et bicouches ont également «été mis en œuvre sur la PST et la GNT.

D'un point de vue qualitatif, cette PST présente une portance minimale de 80 MPa telle que définie dans le dimensionnement mécanique de la structure. La GB est de classe 4 au sens de la norme NF EN 13-108-1 (Ben Fredj et al., 2014; Dos Santos, Prinet, Fillon, Cervantes, José, & Triche, 2014) et la grave non traitée (GNT) est de type GNT A de granulométrie 0/D (avec $D \leq 31.5$ mm).

Le Tableau II.1 ci-dessous résume les caractéristiques générales de la GB à partir d'essais de laboratoire. Les caractéristiques du bitume ainsi que la granulométrie de la grave bitume utilisée sur la LGV BPL sont résumées dans les Tableau II.2(a) et (b), respectivement.

Tableau II.1 - Caractéristiques de la GB4

% en Vides P.C.G	Teneur en eau(r/R)	Module de rigidité (15°C - 10 Hz)	Déformation admissible en fatigue (à 1 million cycles)
$\leq 9 \%$	≥ 0.7	≥ 11000 MPa	$\geq 100.10^{-6}$

Tableau II.2 - Caractéristiques du bitume (a) et composition (b) de la grave bitume sur la LGV BPL

(a)				(b)	
Liant	Pénétrabilité (25°C)	Point de ramollissement	Masse Volumique	Taille des particules (mm)	Pourcentage (en masse)
bitume pur 35/50	36	54.8°C	1043 kg/m ³	0/2	28.1%
				2/6	10.0%
				6/10	12.0%
				10/14	41.7%
				Filler	3.4%
				Pénétration grade bitume	35/50
				Pourcentage bitume	4.8%

II.1.2 Description des sections instrumentées de la LGV BPL

La GB étant mise en œuvre sur 105 kilomètres de la voie, la structure de la LGV présente donc un nombre important de configurations sol-structure. Quatre sections de la ligne ont été choisies et instrumentées : 3 sur structure avec GB (2 sur le Toarc G et 1 sur le Toarc F), et une sur structure classique granulaire (section de référence Toarc A) comme le montre la Figure II.2. Celles-ci permettront de mieux appréhender les comportements de la voie sous sollicitations d'exploitation et de comparer le comportement mécanique et les entretiens réalisés sur les sections avec et sans grave bitume.

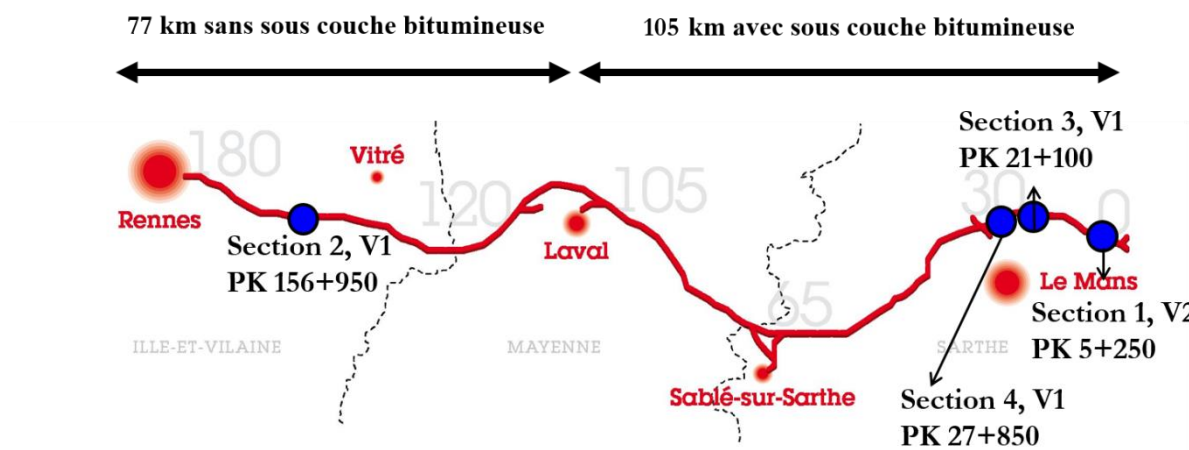


Figure II.2 - La ligne LGV BPL

Les implantations des 4 sections, sur lesquelles ont été installés d'importants dispositifs de mesures, sont les suivantes :

- Section 1 : Toarc G – PK 5+250 ; section droite rectiligne sur la voie 2 de Paris à Rennes. Sa structure d'assise comporte une couche d'enrobé et repose sur un sol composé de sable fin jaunâtre avec des strates grisâtres et verdâtres. Une venue d'eau a été détectée à une profondeur de 4.5 m lors d'un sondage réalisé jusqu'à 6.5 m. Les mesures à la dynaplaque sur la partie supérieure des terrassements (PST) de cette section, effectuées à deux positions (PK 5+245 et PK 5+265), ont atteint 250 MPa, ce qui représente la valeur maximale mesurable avec cet appareil.
- Section 2 : Toarc A – PK 156+950 ; section droite rectiligne sur la voie 1 de Rennes à Paris. Cette section est à structure classique granulaire, sur un sol composé d'argile schisteuse. Les mesures effectuées à la dynaplaque indiquent, au PK 156+840 et au PK 156+860, des valeurs de 141 MPa et plus de 250 MPa sur les PST, et 176 et 181 MPa sur la couche de forme, respectivement. Aucune arrivée d'eau n'a été signalée sur cette section, avec un forage de 6.5 m de profondeur.
- Section 3 : Toarc G – PK 21+100 ; Section avec sous couche bitumineuse située en courbe, sur la voie 1 allant de Rennes à Paris. Aucun sondage n'a été effectué sur cette section en courbe. Les mesures à la dynaplaque réalisées sur la PST ont indiqué des valeurs de module de 234 MPa et 250 MPa (valeur maximale) respectivement, au PK 21+ 105 et au PK 21+ 085.
- Section 4 : Toarc F – PK 27+850 ; section droite rectiligne sur la voie 1, avec sous couche bitumineuse. Le sol support est similaire à celui de la section 2. Il s'agit d'un sol argileux jaunâtre avec des passées sableuses et des blocs épars, et aucune présence d'eau n'a été détectée sur ce site lors du sondage à 6.5 m de profondeur. Les mesures à la dynaplaque réalisées sur la PST ont indiqué une valeur de 250 MPa, ce qui correspond à la valeur maximale mesurable, au PK 27+ 840 et au PK 27+ 860.

La section 1 est en déblai alors que les 3 autres sont en remblai. Les 4 sections instrumentées sont sollicitées par le trafic voyageur. Les sections 1 et 3 peuvent également accueillir du trafic fret.

Tableau II.3 - Caractéristiques du sol des quatre sections

		Nature du sol	Présence d'eau	Mesures à la dynaplaque sur PST
Section 1 PK 5+250	Déblai	Sable fin jaunâtre + passées grisâtres/verdâtres	Vers 4.5m de profondeur	PK 5+ 245: 250 MPa PK 5+ 265: 250 MPa
Section 2 PK156+950	Remblai	Argile schisteuse marron clair	NON	PK 156+ 840: 141 MPa PK 156+ 860 > 250 MPa (voie gauche)
Section 3 PK 21+100	Remblai	-	-	PK 21+ 105: 234 MPa PK 21+ 085: 250 MPa
Section 4 PK 27+850	Remblai	Argile jaunâtre + passées sableuses + blocs épars	NON	PK 27+ 840: 250 MPa PK 27+ 860: 248 MPa

II.2 Instrumentation de la voie

II.2.1 Nature des capteurs

Le choix des capteurs a été effectué en amont de la thèse par l'IFSTTAR, en s'appuyant sur son expérience dans le domaine de l'instrumentation routière, et sur les plages de variation attendues des différents paramètres (estimées par calcul, pour les déformations et accélérations).

II.2.1.1 Sondes de température

Les sondes de température installées sur la LGV BPL (Figure II.3b) sont des sondes PT100 de la marque KIMO, étanches, de classe A, 4 fils, en inox, de longueur 50mm et de diamètre 4 mm. Leur plage de mesure varie de -50°C jusqu'à 260°C. Les variations de température dans les différentes couches sont mesurées à l'aide de ces sondes.

II.2.1.2 Sondes d'humidité

Les sondes d'humidité mises en place sur les sections de la LGV BPL sont des sondes CS650-DS de la marque Campbell Scientific. Il s'agit de sondes TDR, dont le principe est basé sur la mesure de la permittivité électromagnétique du matériau. Ces sondes mesurent une teneur en eau volumique, pouvant aller de 0 à 100 %. Afin de les protéger du poinçonnement par les granulats de la GNT, le boîtier des sondes a été entouré avec une bande adhésive et les câbles ont été protégés avec une gaine métallique flexible (Figure II.3a).



Figure II.3 - (a) sonde d'humidité (b) sonde de température

II.2.1.3 Extensomètres de mesure des déformations horizontales et verticales

Les extensomètres de mesures de déformations horizontales (KM-100HAS) et verticales (KM-100B) sont des extensomètres de la marque TML (Figure II.4), de longueur 100 mm avec une plage de mesure de $\pm 5000 \mu m$.

Les jauges horizontales sont conçues spécifiquement pour les matériaux bitumineux et peuvent résister à une température de $180^{\circ}C$. Les câbles des jauges verticales ont été protégés par une gaine plastique contre le poinçonnement par les granulats de la GNT. Deux disques ont été ajoutés à chaque extrémité du capteur pour assurer un bon ancrage dans la couche de GNT.

La mise en place des jauges de déformations horizontales permet ainsi de mesurer les déformations longitudinales et transversales à la base de la couche d'enrobé bitumineux. Cette instrumentation n'a été installée que sur les sections avec GB. Les jauges de mesure des déformations verticales ont été mises en place dans la couche de GNT pour mesurer les niveaux de déformation de la partie supérieure de la GNT, en liaison avec les variations saisonnières.

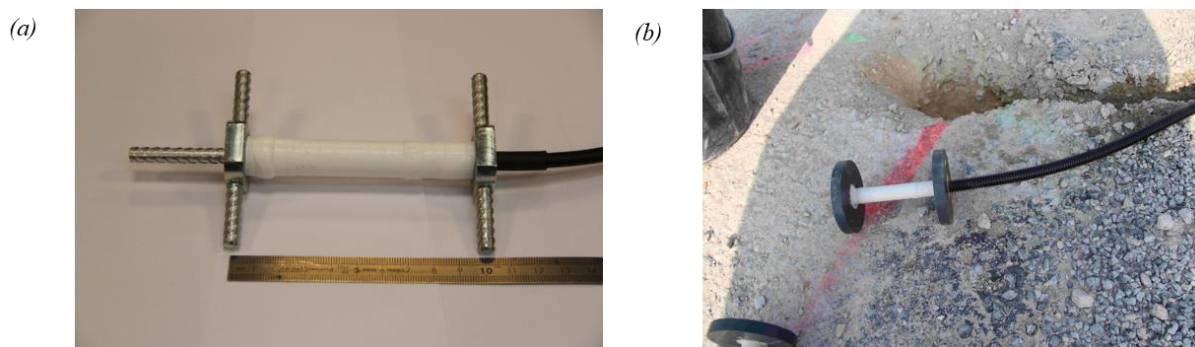


Figure II.4 - Extensomètre de déformations (a) horizontales (b) verticales

II.2.1.4 Accéléromètre

Les accéléromètres utilisés pour l'instrumentation de la LGV BPL sont des accéléromètres capacitifs (référence 2210-005) de la marque Alliantech. Leur plage de mesure est de $\pm 5G$. Afin de les rendre totalement étanches et de les protéger du poinçonnement des granulats, ces accéléromètres ont été coulés dans un disque de résine (de la marque DENSO).

Ces accéléromètres permettent de suivre le comportement dynamique de la voie à plusieurs niveaux dans les sections instrumentées.



Figure II.5 - Accéléromètre coulé dans la résine

II.2.1.5 Capteur de mesure de déflexion ancré

Le capteur de déplacement utilisé pour la mesure de la déflexion est un capteur de type LVDT 4-20 mA, d'une course de 10 mm, composé classiquement d'un noyau libre et d'une bobine (qui constitue le corps du capteur).

Le principe du capteur de déflexion ancré se base sur la réalisation d'un forage réalisé jusqu'à 6 m de profondeur et l'ancrage d'une tige au fond de ce forage. Sur cette tige, vient ensuite se positionner le corps du capteur de déplacement. Le noyau libre du capteur de déplacement est fixé sur une pièce qui est scellée à la surface de la chaussée (c'est-à-dire à la surface de la couche de GB ou de la couche de GNT sur les sections de la LGV). Sur la Figure II.6(a), la partie fixe du capteur est hachurée en noir et celle fixée à la surface de la chaussée en rouge.

Le déplacement total entre la surface de la structure et une référence fixe, située à 6 m de profondeur, peut ainsi être mesuré.

II.2.1.6 Station météo

Les stations météo ont été réalisées par l'entreprise A3IP. Elles permettent de mesurer les différents paramètres environnementaux : la température et l'humidité de l'air, la pluviométrie, l'ensoleillement direct, la vitesse et l'orientation du vent.

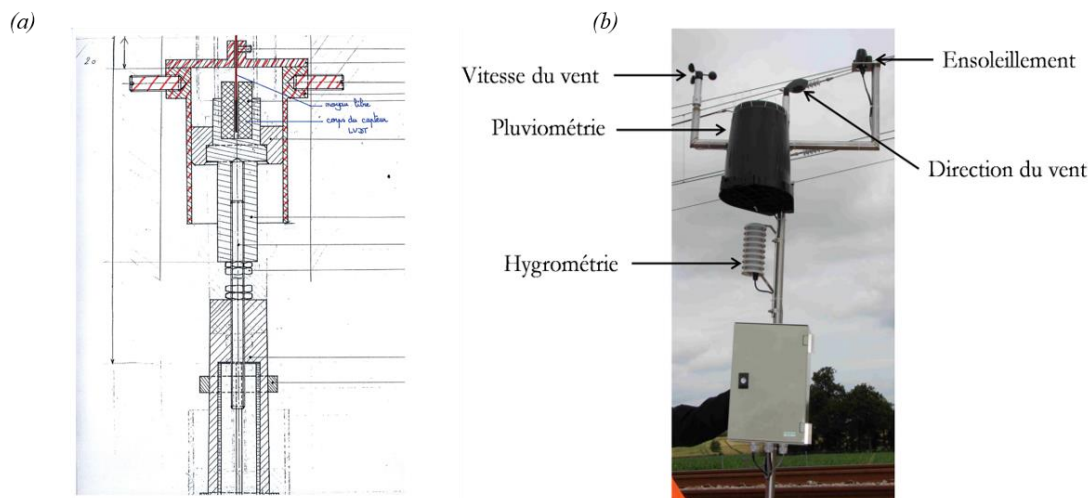


Figure II.6 - (a) Capteur ancré de déflexion (b) station météo

II.2.2 Positionnement des capteurs sur les sections

En se basant sur l'expérience acquise dans le domaine de la modélisation des structures ferroviaires dans la thèse de (Martin, 2014), l'implantation des différents capteurs et leur positionnement dans les différentes couches des structures a été définie par l'IFSTTAR. Aucune instrumentation n'a été prévue dans la couche de ballast, qui est un matériau discontinu, en raison des difficultés liées à l'installation de capteurs dans cette couche. Ces difficultés sont liées au fait que le ballast est soumis régulièrement à des opérations de bourrage, qui viennent le remanier et le faire vibrer, ce qui rend donc la survie de capteurs installés dans le ballast (et surtout de leurs câbles de connexion) très aléatoire.

Plus de 100 capteurs ont été mis en place pour l'instrumentation de la ligne à grande vitesse. Leur répartition sur les quatre sections est détaillée ci-dessous.

II.2.2.1 Section 1 PK 5+250

L'instrumentation de la section 1 avec sous couche bitumineuse est considérée comme lourde en termes de nombre de capteurs : 35 capteurs au total. Cette instrumentation comprend :

- Un système de pesage et une station météo ;
- 2 capteurs de déflexion ancrés, séparés d'une distance de 6 m ;
- 2 accéléromètres installés sur une traverse de la section ;
- Pour instrumenter la couche de grave bitume sous ballast, il a été mis en place, comme le montre la Figure II.7 :
 - 7 jauges de mesure des déformations horizontales (2 longitudinales L et 5 transversales T) à la base de la couche : 3 jauges T sous le rail extérieur, 1 L et 1 T sous le rail intérieur et 1 L et 1 T à l'extérieur du rail extérieur ;
 - 6 accéléromètres au sommet de la sous-couche : 3 capteurs entre les rails et 3 sous le rail extérieur, espacés de 80 cm (dans le sens longitudinal) ;
 - 2 sondes de température au sommet et à la base de la grave bitume ;
- Quant à la couche de GNT, elle a été instrumentée par :
 - 6 jauges verticales dans la couche : 3 sous le rail extérieur, espacées de 80 cm, 1 sous le rail intérieur et 2 à l'extérieur du rail extérieur, placées à 70 cm du rail ;
 - 1 sonde de température à la base de la GNT ;
 - 4 sondes d'humidité pour la mesure des teneurs en eau dans le bas de la GNT : 1 entre les rails, 1 à 50 cm du rail extérieur et 2 à 150 cm du rail extérieur (donc en dehors de la GB) et espacées de 180 cm.

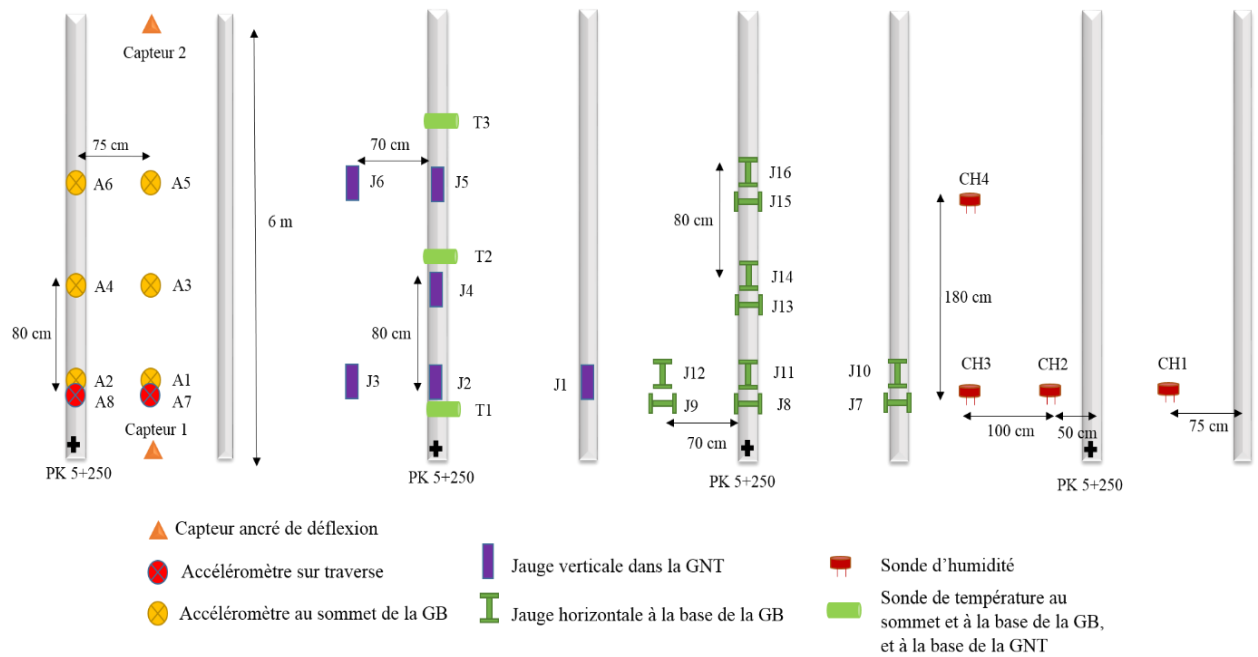


Figure II.7 – Bilan d'instrumentation de la section 1

Il est important de dire que le schéma de la Figure II.7 représente l'instrumentation en plan. Les capteurs sur une même section sont placés à différents niveaux dans le sol, et sur traverses.

II.2.2.2 Section 2 PK 156+950

La section 2, avec une sous-couche granulaire de 20 cm sous le ballast, est instrumentée avec :

- 6 jauges verticales placées dans la GNT : 3 sous le rail extérieur, 1 sous le rail intérieur et 2 à l'extérieur du rail extérieur.
- 16 accéléromètres placés à la base et au sommet de la couche de GNT, ainsi que sur les traverses :
 - 3 capteurs espacés de 80 cm sont mis à la base de la GNT sous le rail extérieur et 6 au sommet de la GNT: 3 entre les rails et 3 sous le rail extérieur;
 - Les accéléromètres restants ont été placés au sommet des traverses : 5 sur le côté extérieur des traverses, sur 5 traverses consécutives, un sur l'intérieur d'une traverse et un sur le milieu de la traverse médiane ;
- 2 sondes de température pour la mesure des variations de la température au sommet et à la base de la sous-couche granulaire ;
- 1 station météo ;
- 4 sondes pour la mesure des teneurs en eau à la base de la GNT : une placée entre les rails, un à 50 cm du rail extérieur et 2 à 150 cm du rail extérieur ;
- 2 capteurs ancrés, placés au milieu des rails et distants de 7 m.

L'ensemble des capteurs de la section 2 est représenté sur la Figure II.8.

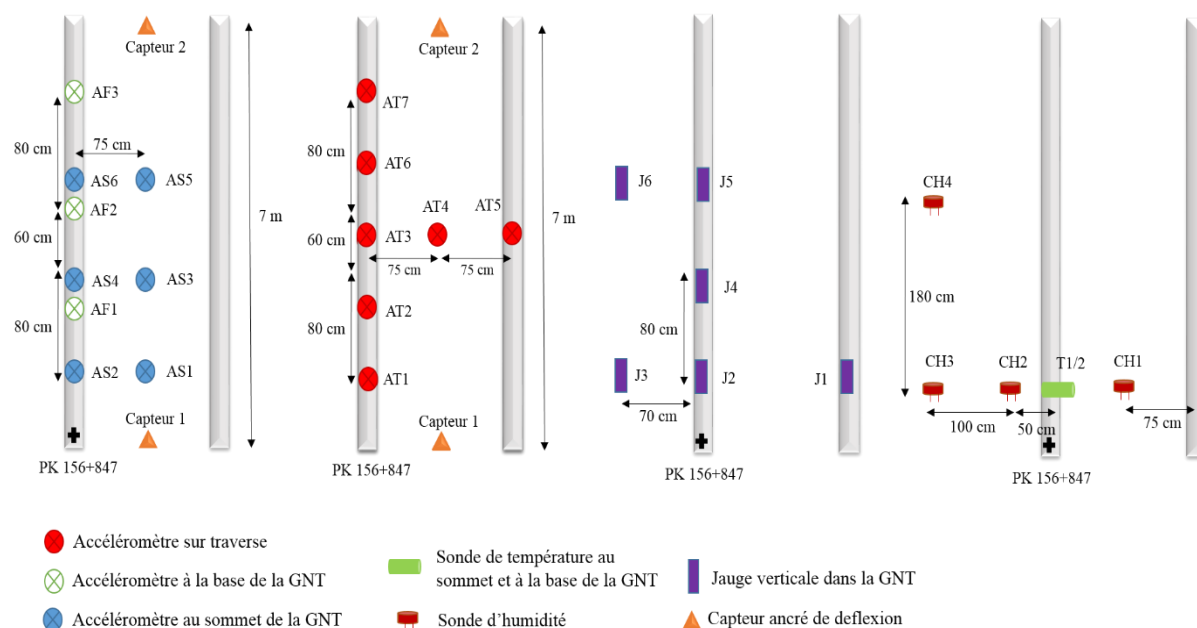


Figure II.8 - Bilan d'instrumentation de la section 2

Le schéma de la Figure II.8 illustre l'instrumentation en plan. Les capteurs sur une même section sont placés à différents niveaux dans le sol, et sur traverses.

II.2.2.1 Section 3 PK 21+100

La section 3 avec sous-couche bitumineuse est la seule section curviligne. Elle a été instrumentée plus légèrement avec seulement 8 accéléromètres repartis au sommet de la GB :

- 3 sous le rail intérieur, espacés de 80 cm ;
- 3 sous le rail extérieur, également espacés de 80 cm ;
- 1 sur le côté extérieur d'une traverse et un autre sur le côté intérieur de la même traverse (Figure II.9).

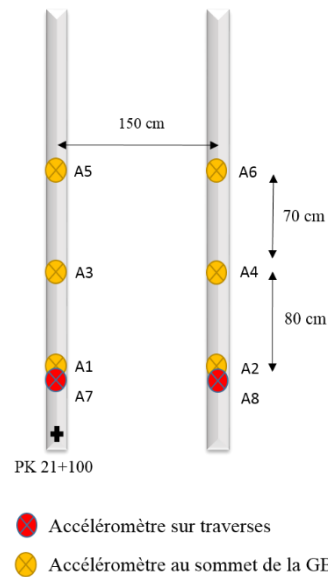


Figure II.9 - Bilan d'instrumentation de la section 3

II.2.2.1 Section 4 PK 27+850

La section 4, similaire à la section 1, est une section rectiligne, avec sous-couche bitumineuse. Cette section est aussi fortement instrumentée, puisqu'elle intègre 31 capteurs. L'instrumentation de cette section comprend :

- 2 capteurs de déplacement ancrés séparés de 6m de distance, placés au milieu des rails.
- Une station météo qui enregistre les conditions environnementales.
- La couche d'enrobé est instrumentée avec les capteurs suivants :
 - 7 jauges de mesure des déformations horizontales à la base de la GB (2 longitudinales L et 5 transversales T) : 3 jauges T sous le rail extérieur, 1 L et 1 T sous le rail intérieur et 1 L et 1 T à l'extérieur du rail extérieur
 - 6 accéléromètres au sommet de la sous-couche : 3 capteurs entre les rails et 3 sous le rail extérieur
 - 2 sondes de température au sommet et la base de la grave bitume
- La couche de GNT de 15 cm d'épaisseur, située sous la couche de grave bitume est instrumentée avec :
 - 6 jauges de déformations verticales : 3 sous le rail extérieur, une sous le rail intérieur et 2 à l'extérieur du rail extérieur
 - Une sonde mesurant la température à la base de la couche
 - 4 sondes d'humidité mesurant la teneur en eau dans le bas de la GNT : une placée entre les rails, une à 50 cm du rail extérieur et 2 à 150 cm du rail extérieur.

Seul un accéléromètre est placé sur une traverse de la section 4.

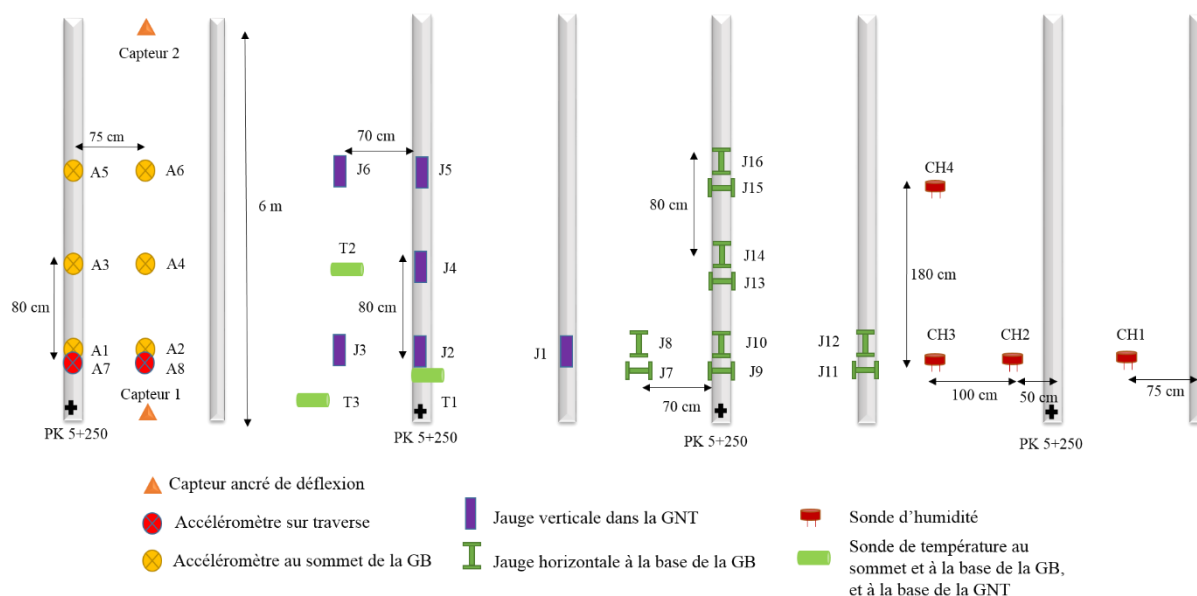


Figure II.10 - Bilan d'instrumentation de la section 4

II.3 Système d'acquisition de données de la LGV BPL

II.3.1 Plateforme d'acquisition à distance

II.3.1.1 Principe de la plate-forme PEGASE

Pour l'acquisition des données de mesure, le choix a été fait d'utiliser des cartes d'acquisition PEGASE, développées par l'IFSTTAR, qui présentent à la fois des performances bien adaptées à ce type de monitoring, et un coût raisonnable. PEGASE (Plate-Forme Experte Générique pour Applications Sans-fil Embarquées) est un concept issu de l'instrumentation intelligente et sans fil. La carte PEGASE a été développée par le département COSYS de l'IFSTTAR. Ce système a été conçu pour répondre aux besoins d'instrumentation des ouvrages, tels que la communication sans fil, la datation, le traitement de signal.

Une solution 100% sans fil peut être obtenue en assurant l'alimentation des cartes PEGASE par un couple batterie et panneau solaire. C'est cette solution qui a été choisie pour les 4 systèmes d'acquisition mis en place sur la LGV BPL.

II.3.1.2 Généricité matérielle

Afin de couvrir un spectre d'applications le plus large possible, la carte PEGASE s'articule autour d'un processeur DSP (Digital Signal Processor) c'est-à-dire d'un processeur orienté traitement de signal, possédant de nombreux ports d'entrées/sorties. Outre la variété de ses ports, le Blackfin 537 d'Analog Device est un processeur 32 bits basse consommation dont le routage est optimisé pour adresser des mémoires RAM et FLASH et un module PCMCIA Wifi pour la communication sans fil.

Sur une carte dite carte mère (Figure II.11), PEGASE intègre le processeur Blackfin 537, de la mémoire, un module de communication sans fil Wifi 802.11g et un module GPS.



Figure II.11 - Carte PEGASE

Ainsi, pour une application donnée, l'utilisateur aura à spécifier et à concevoir une carte électronique dite carte fille, servant d'interface avec les capteurs : celle-ci assure le conditionnement des signaux des capteurs, et éventuellement la commande d'actionneurs.

En général, la carte fille comprend des capteurs (accéléromètres, jauges d'extensométrie, capteurs de température, ...), des convertisseurs analogiques/numériques et leur conditionnement, des actionneurs, des relais, etc...

II.3.1.3 Généricité logicielle

La carte PEGASE utilise un noyau LINUX pré-flashé et configuré pour les ressources de la carte. Le mode de communication de PEGASE est l'Internet Protocol (IP), protocole mondial et pérenne natif au noyau LINUX. Ce moyen de communication en fait une plateforme télé opérable via son réseau wifi ou une connexion 3G et permet à l'utilisateur d'ouvrir une session distante.

L'intérêt essentiel du système PEGASE est donc, pour le développeur comme l'utilisateur final, de pouvoir télécharger à distance des applications d'acquisition et de traitement des données sur la plateforme, de les modifier, de les arrêter ou de les supprimer sans avoir à démonter physiquement la plateforme de son lieu d'usage. Sauf panne ou évolution matérielle sur la conception du produit, le système devient totalement télé opérable ce qui permet des économies vis-à-vis des coûts liés aux opérations d'installation/démontage de tels systèmes.

II.3.1.4 Plateforme d'acquisition de données de la LGV BPL

PEGASE est actuellement utilisé pour des applications telles que l'auscultation acoustique des câbles et l'extensométrie sur ouvrage d'art. Certaines de ces implantations sur site fonctionnent depuis plus de 3 ans sans problème. A vu de ses performances et des retours d'expériences, le système d'acquisition utilisant les cartes Pégase (V Le Cam, Lemarchand, Martin, & Bonnet, 2010; Vincent Le Cam, Cottineau, Lemarchand, & Bourquin, 2008), et commercialisé par l'entreprise A3IP, a été choisi pour l'acquisition des mesures des capteurs sur la ligne à grande vitesse « Bretagne – Pays de la Loire ».

Les capteurs sont reliés par des câbles aux systèmes d'acquisition de mesures. La Figure II.12 présente, à titre d'exemple, le coffret contenant l'ensemble des cartes Pégase mis en place sur la section 2 classique. Sur ce site, il y a deux cartes Pégase avec entrées 0-10V pour les 16 accéléromètres, une Pégase avec entrées pour pont de jauges pour 6 jauges verticales et deux sondes de température, une

Pégase avec entrées RS232 pour les 4 sondes d'humidité et une Pégase avec entrées pour pont de jauges pour les deux capteurs de déflexion ancrés.



Figure II.12 – Cartes Pégase installées dans un coffret sur une section de la voie BPL

L'instrumentation se situant sur une ligne ferroviaire à grande vitesse, cela a imposé certaines contraintes :

- Interdiction totale d'accéder au site (le système d'acquisition devait donc être contrôlé et être programmable à distance. Les données devaient être transmises via réseau 3G/4G)
- Passage des trains à très grande vitesse, ce qui nécessitait une fréquence d'acquisition très élevée

De plus, il s'est avéré impossible de disposer de courant 220 V sur site. Pour les 4 sections de la voie, des systèmes d'acquisition entièrement autonomes en électricité ont donc été installés : l'alimentation se fait par des panneaux solaires et des batteries. Vu le grand nombre de capteurs, sur les sections 1, 2 et 4, deux panneaux solaires et deux batteries alimentent les cartes Pégase. Sur la section 3, instrumentée avec seulement 8 capteurs, un seul panneau solaire et une batterie ont été installés pour l'alimentation du système autonome.

Sur chaque site, le système d'acquisition a été installé dans une armoire résistante aux intempéries et aux passages des trains à 320 km.h^{-1} . A titre d'exemple, les systèmes d'acquisition installés sur les sites 3 et 4 sont présentés sur la Figure II.13.

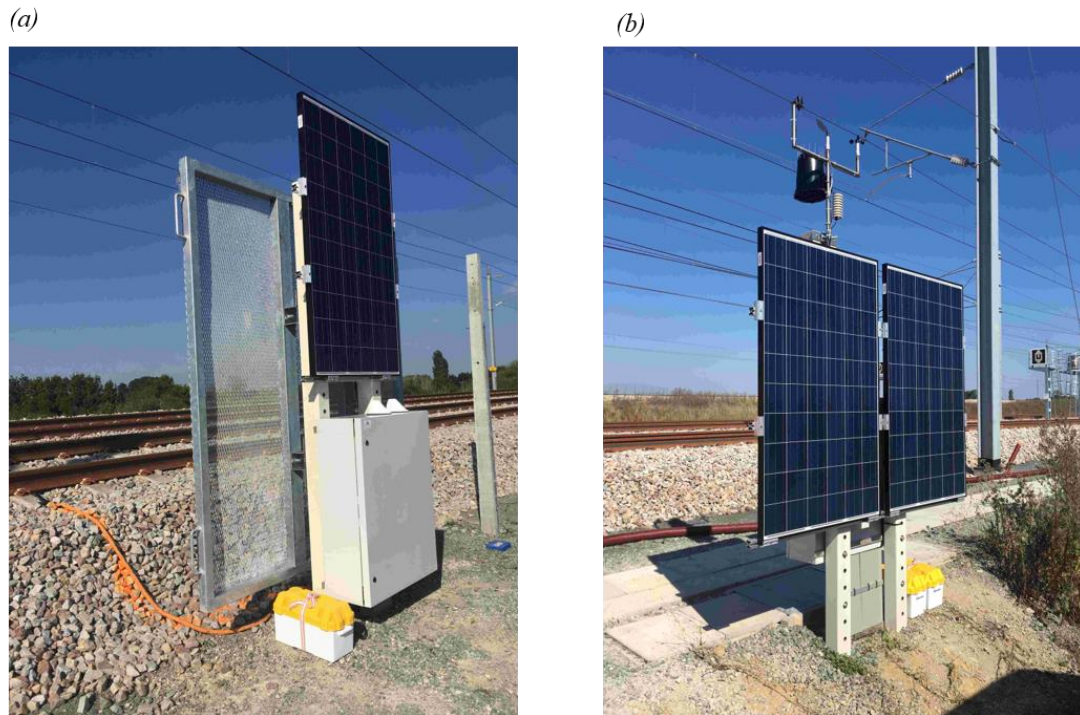


Figure II.13 – Systèmes d’acquisition installés (a) sur le site 3 et (b) sur le site 4

Les boîtiers d’acquisition sont en place au niveau de chaque section. Chaque système prend en charge les capteurs qui y sont raccordés (alimentation, interrogation, mise à l’échelle des mesures...). Les mesures acquises au niveau de chaque section sont transmises en temps réel en 3G sur un serveur distant. Chaque système est autonome en énergie et assure la transmission des données, pour un fonctionnement continu toute l’année sans interruption.

II.3.2 Acquisition des données

Au niveau de chaque section de la ligne à grande vitesse, 2 types de mesures sont réalisées :

- **Mesures lentes**

Les mesures définies comme lentes incluent les mesures continues de température, de teneur en eau, l’enregistrement des données météo et les mesures des capteurs de déplacement ancrés. Leur fréquence d’échantillonnage est de 15 minutes. Les mesures sont datées en temps GPS.

- **Mesures Rapides**

Les mesures rapides sont celles des jauges d’extensométrie, des accéléromètres, des capteurs de déflexion et se déclenchent sur seuil réglable d’un capteur au passage des trains avec mémorisation du signal. Ce type d’acquisition comprend :

- Un pré trigger réglable, imposé à 2 secondes et une durée de signal de 10 secondes
- Une fréquence d’échantillonnage de 2000 Hz
- Un temps de stockage réglable de 2 à 20s.

Ce temps est adapté à la fréquence d'échantillonnage et à la vitesse des trains, allant de 20 m.s^{-1} à 90 m.s^{-1} maximum (par exemple : un TGV double de 600 m roulant à 90 m.s^{-1} ou un train de contrôle de 150 m roulant à 20 m.s^{-1})

Chaque début de mesure est daté en temps GPS, indiqué au minimum en heure-minute-seconde-microseconde. Les fichiers de mesures sont de type CSV compressé avec les entêtes suivants : section, temps GPS, fréquence d'échantillonnage, nom et unité de chaque capteur et sont envoyés sur le serveur de données.

L'ensemble des données collectées sur chaque section est transféré en continu par liaison 3G, dans un délai de quelques heures maximum, sur un serveur distant hébergé par la société Power-Lan, fournisseur de la partie serveur de données distant.

L'ensemble des données collectées est ensuite stocké dans une base de données relationnelle, pour une recherche rapide et multicritère des données. Un WebServeur distant permet, au travers d'une application web, la gestion des différents sites instrumentés ainsi que des différents systèmes de mesure de chaque site dont la station météo, les mesures de teneur en eau et les configurations des différents paramètres d'acquisition. Pour chaque carte d'acquisition, l'application permet la visualisation en temps réel des mesures lentes et rapides associées à chaque capteur.

L'adresse du serveur est sécurisée https avec login et mot de passe avec différents niveaux d'accès : tous les droits, administrateur de compte et configuration système, utilisateur simple permettant la visualisation des données et l'export. De cette manière, les différents partenaires du projet peuvent accéder aux données en temps réel et visualiser directement les courbes des mesures lentes et rapides.

Le schéma d'ensemble du système d'acquisition est présenté sur la Figure II.14 et le Tableau II.4 résume les caractéristiques principales des structures des quatre sections de la LGV BPL.

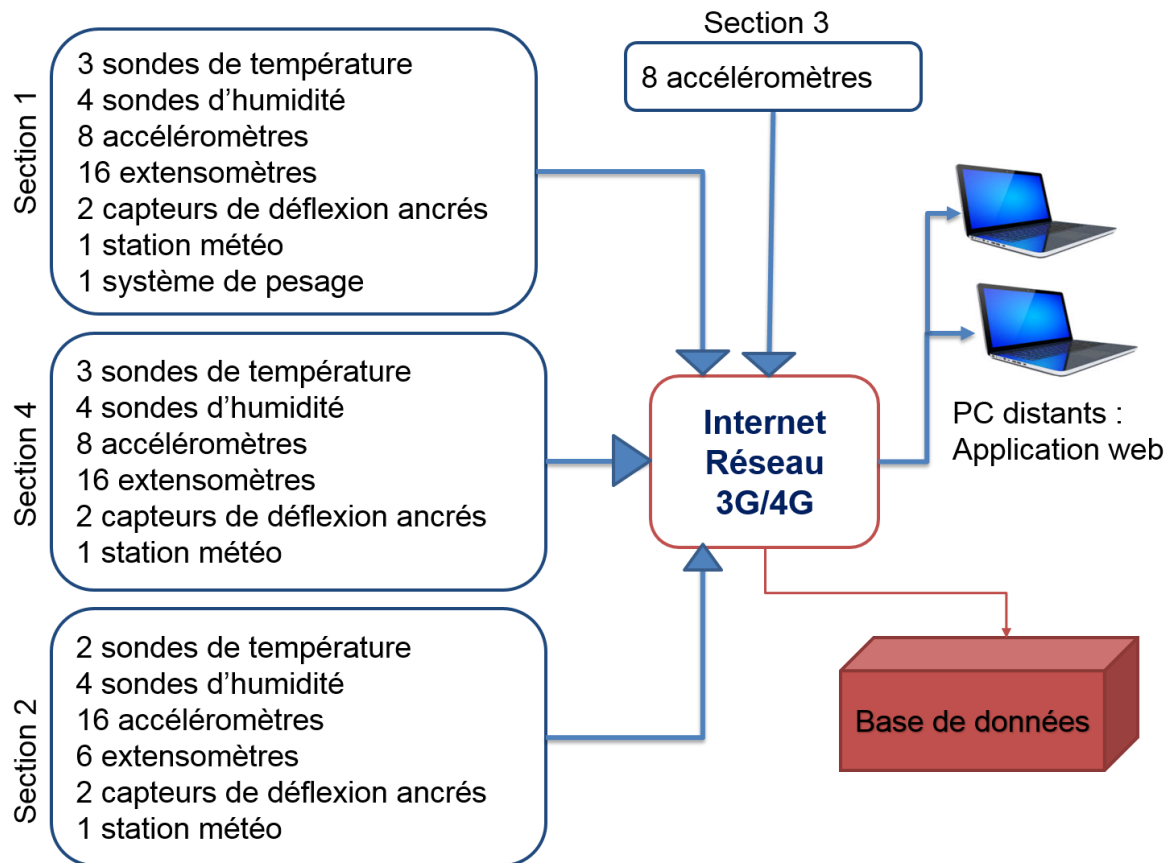


Figure II.14 - Schéma d'ensemble du système d'acquisition sur LGV BPL

Tableau II.4 - Récapitulatif des caractéristiques des structures des sections de la LGV BPL

		Structure de la sous-couche	Instrumentation	Nature du sol
Section 1	Déblai	Couche GB4	lourde	Sable fin avec venue d'eau
Section 2	Remblai	Couche GNT	lourde	Argile schisteuse
Section 3	Remblai	Couche GB4	légère	-
Section 4	Remblai	Couche GB4	lourde	Argile jaunâtre

Chapitre III Analyse des données de la phase de montée en vitesse

III.1 Introduction

Nous avons présenté dans le chapitre précédent la Ligne à grande vitesse « Bretagne –Pays de la Loire » et l'instrumentation mise en place sur les 4 sections à structures variées en termes de sous-couches bitumineuses et granulaires. Comme mentionné précédemment, les données enregistrées sont transmises via réseau 3G/4G sur un serveur. Ces données peuvent être téléchargées à partir d'une application Web, avec laquelle les signaux de mesure peuvent également être visualisés.

Nous allons détailler dans ce chapitre la première phase d'acquisition de données : la phase de montée en vitesse qui a duré 3 mois avant l'ouverture de la ligne au trafic commercial. Le principal avantage de cette phase de mesure est qu'un train unique a circulé sur la voie (dans les deux sens) avec des vitesses variant de 160 à 352 $km.h^{-1}$. Les charges de ce train sont connues. Les réponses dynamiques et mécaniques des différentes structures peuvent donc être comparées. Il est aussi possible de réaliser des comparaisons en fonction de la vitesse de circulation des trains sur une même section.

Dans un premier temps, nous détaillons le traitement des données mis au point pour cette phase. Les résultats des mesures des capteurs de déflexion ancrés, des accéléromètres, à différentes profondeurs et positions, et des extensomètres sont présentés pour les sections 1, 2 et 4. Par la suite, nous mettons en évidence l'intérêt de l'utilisation de la grave bitume (GB4) comme couche sous ballast dans les voies ballastées en dressant une comparaison entre les mesures effectuées sur la section granulaire (2) et sur la section bitumeuse (4).

III.2 Description de la phase de montée en vitesse

La ligne BPL a été mise en service d'abord pour une phase de tests, à différentes vitesses, qui a débuté en novembre 2016 et qui a duré jusqu'en janvier 2017. Au cours de cette phase, la vitesse des trains a varié de 160 $km.h^{-1}$ à 352 $km.h^{-1}$. Il est important de noter que le TGV utilisé lors de cette phase test, illustré dans la Figure III.1, est le même pour tous les passages enregistrés. En d'autres termes, la

charge appliquée sur les rails est connue et les comparaisons des autres paramètres peuvent donc être réalisées.

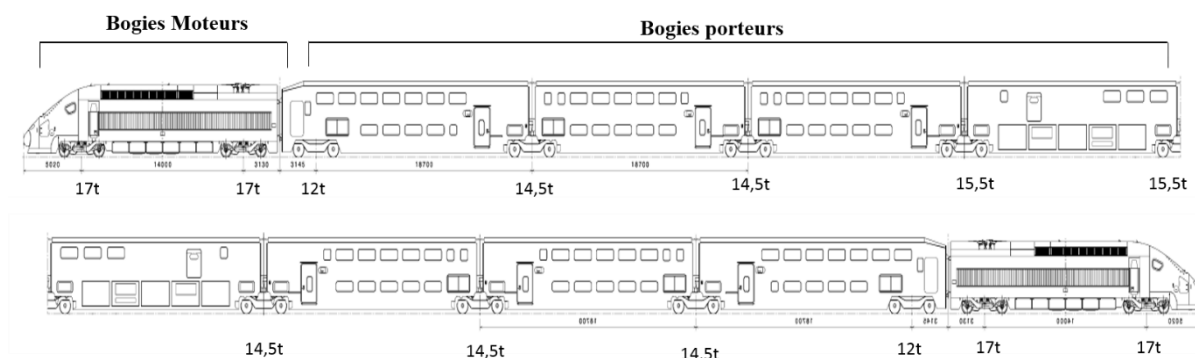


Figure III.1 - TGV de la phase de montée en vitesse

La composition de la rame TGV à prendre en compte est de 8 voitures et 2 motrices (une à chaque extrémité). Géométriquement, les entraxes des bogies à considérer sont : $14m - 6m - 18,7m \times 8 - 6m - 14m$. L'entraxe entre essieux d'un bogie est de $3m$. La charge normale par essieu suivant l'ordre des bogies est présentée dans le Tableau III.1. Le TGV étant vide, ces charges sont quasi-constantes pour tous les passages.

Tableau III.1- Caractéristiques du TGV

Type de bogies	Charge/essieu
2 bogies moteurs	17t
1 bogie porteur extrême	12t
2 bogies porteurs intermédiaires	14,5t
2 bogies porteurs intermédiaires du wagon bar	15,5
2 bogies porteurs intermédiaires	14,5
1 bogie porteur extrême	12
2 bogies moteurs	17

Pour les sections 1, 2, 3 et 4 il y a eu respectivement 4, 57, 61 et 51 passages de train enregistrés et dont les mesures seront étudiées. Sur la section 1, il y a eu beaucoup moins de passages de train. Ceci est dû à deux raisons : cette section est située en « bout » de ligne et donc le nombre de passage a peut-être été moins important que sur les autres sections. De plus, il est fort possible que suite à un problème d'alimentation du système d'acquisition (qui se fait via panneaux solaires et batteries), il y ait eu quelques coupures d'alimentation durant la phase de montée en vitesse, ce qui n'a pas permis l'enregistrement de toutes les données.

Pour un passage de train sur une section donnée, les fichiers de mesures des signaux de chaque capteur enregistré au moment du passage d'un train peuvent être téléchargés. Pour chaque fichier, le temps (1^{ère} colonne) est le nombre de secondes écoulées depuis le 1er janvier 1970 (minuit UTC / GMT). Tous les fichiers de mesures sont parfaitement synchronisés.

III.3 Traitement des données

III.3.1 Description générale

Un passage de train sur une section de la LGV BPL génère entre 1 (section 3) et 7 (section 4) fichiers de mesures, qui contiennent chacun 8 voies de mesures enregistrées. Ce qui fait un total de 56, 48, 8 et 48 voies de mesures par passage de train respectivement sur les sections 1, 2, 3 et 4. Il était donc nécessaire de mettre en place des procédures de traitement automatique des données. Le logiciel Scilab (qui est gratuit) est un langage de programmation conçu pour les applications d'analyse de données et de traitement du signal, et a été choisi pour l'automatisation et le traitement des données.

La programmation et le développement de différentes routines et fonctions utilisant le langage Scilab ont permis d'effectuer les étapes suivantes pour la visualisation des signaux:

1. Obtenir la date et l'heure exacte du (des) passage (s) du train à partir du nombre de secondes écoulées depuis 1970 avec une fonction Scilab appelée "getdate".
2. Mettre à l'échelle les différents signaux des capteurs enregistrés.
3. Calculer la vitesse du TGV passé à cette date.
4. Filtrer les signaux de capteurs enregistrés à l'aide d'un filtre passe-bas pour ce même passage.
5. Choisir le (s) capteur (s) désiré (s) pour lequel le signal (ou les signaux) doit être tracé.
6. Visualiser les signaux temporels si nécessaire.

Ces étapes ont été programmées sur Scilab pour les 4 sections instrumentées. La ou les sections étudiées peuvent être choisies au début du programme de traitement des données. Il est possible de lancer plusieurs fonctions de calcul, de lire les fichiers de données, de faire la mise à l'échelle, le filtrage, le calcul des vitesses, le traitement et de tracer les signaux sélectionnés.

III.3.2 Calcul de la vitesse des trains

Comme mentionné précédemment, deux capteurs de déflexion ancrés sont installés sur les sections 1 et 4. Ceux-ci sont séparés par une distance de 6 m. Sur la section 2, les deux capteurs sont à 7 m de distance. Étant donné que les mesures de ces capteurs sont déclenchées au même instant lors du passage du train, nous pouvons calculer l'intervalle de temps entre les pics du signal du premier capteur et du second. La vitesse est calculée en fonction de la distance qui sépare les deux capteurs et de l'intervalle de temps présenté sur la Figure III.2.

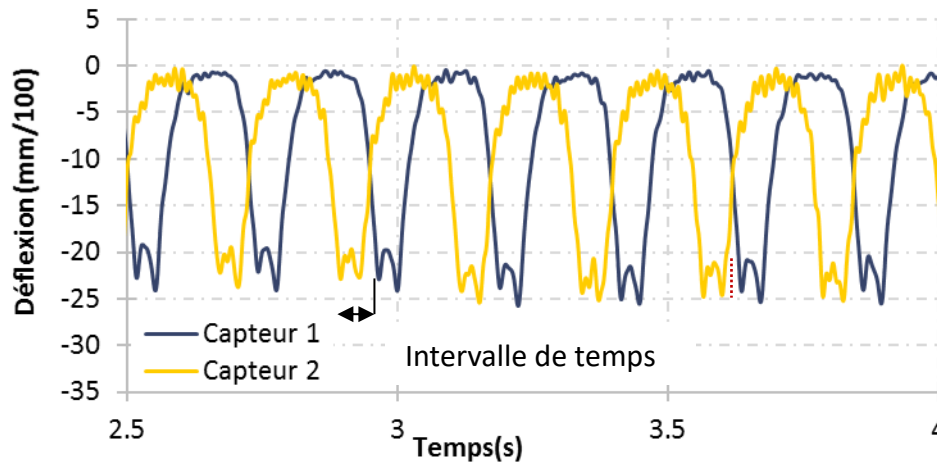


Figure III.2 - Signaux filtrés de deux capteurs de déplacement ancrés - Vitesse du train 160 km.h⁻¹

III.3.3 Filtrage des mesures

Une fois que la vitesse de passage du train est calculée, le programme filtre les mesures avec un filtre passe-bas ajusté en fonction de la vitesse du train pour éliminer les effets dynamiques observés aux hautes fréquences. Ceci va permettre de séparer les effets hautes fréquences liés à la dynamique des masses non suspendues, en particulier aux défauts de roue, des effets d'interaction à plus basses fréquences entre véhicules et infrastructure. Nous obtiendrons ainsi *a priori* des signaux comparables aux signaux théoriques calculés plus loin avec ViscoRail, pour lesquels la charge appliquée est d'intensité constante par hypothèse. La fréquence de coupure f_c est ainsi calculée en fonction de la longueur d'onde « roue » de l'ordre de 3 m et de la vitesse de circulation. En l'occurrence, on appelle fréquence « roue » la fréquence à laquelle un même point de la roue (et donc éventuellement un même défaut) se retrouve en contact du rail, $f_c = \frac{v}{2\pi R}$. La fréquence obtenue est majorée de 10% pour éviter une perte significative du signal recherché. Le même filtre est appliqué aux signaux de déflexion et d'accélération.

On peut observer sur la Figure III.4 que ce traitement n'affecte quasiment pas les signaux des capteurs ancrés de déflexion, ce qui confirme le « caractère de réponse structurelle » du signal filtré.

On observe en revanche sur la Figure III.3 que ce traitement réduit sensiblement les intensités des pics d'accélération et les ramène à des niveaux quasiment égaux pour les bogies de poids quasi-identiques. On obtient ainsi un mode de séparation entre les accélérations basses fréquences (d'ordre structurel) des accélérations hautes fréquences, plus aléatoires, générées par le matériel roulant. Sur le plan des désordres de type géométrique occasionnées dans la couche de ballast, les travaux de thèse de (Martin, 2014) ont principalement été focalisés sur la première de ces composantes. La question se pose toutefois de savoir si des pics d'accélération de forte intensité mais de courte durée et en nombre important sont également susceptibles de perturber l'arrangement des grains de ballast. Nous n'avons pas cherché à aborder cette question durant la thèse.

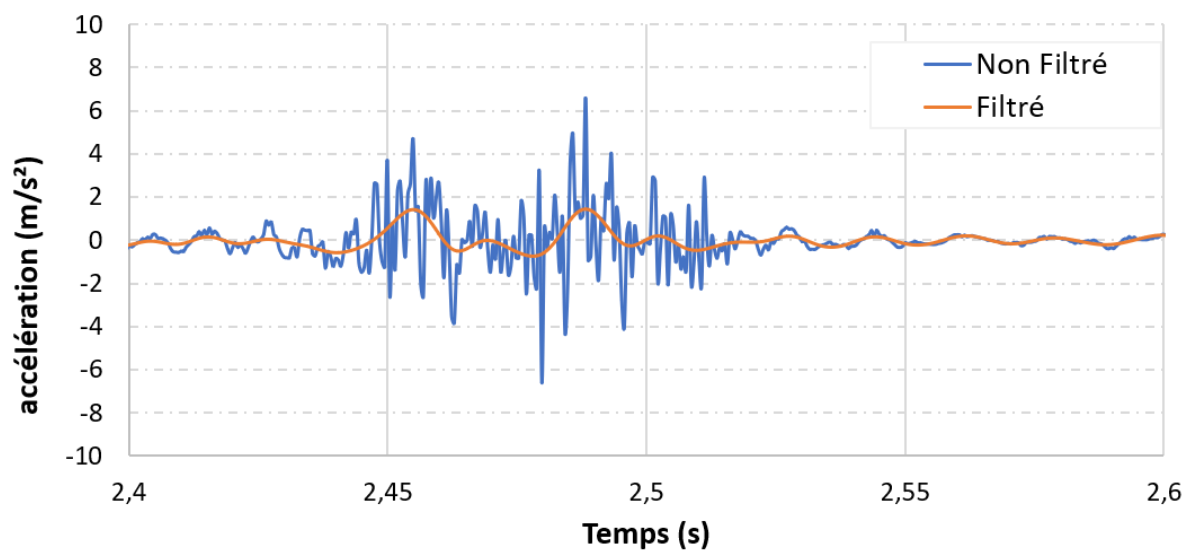


Figure III.3 - Zoom d'un signal filtré et non filtré d'accélération verticale pour un passage de train le 25 novembre 2016 à $V=160$ km/h sur la section granulaire, $f_c = V/l=44/3$ Hz

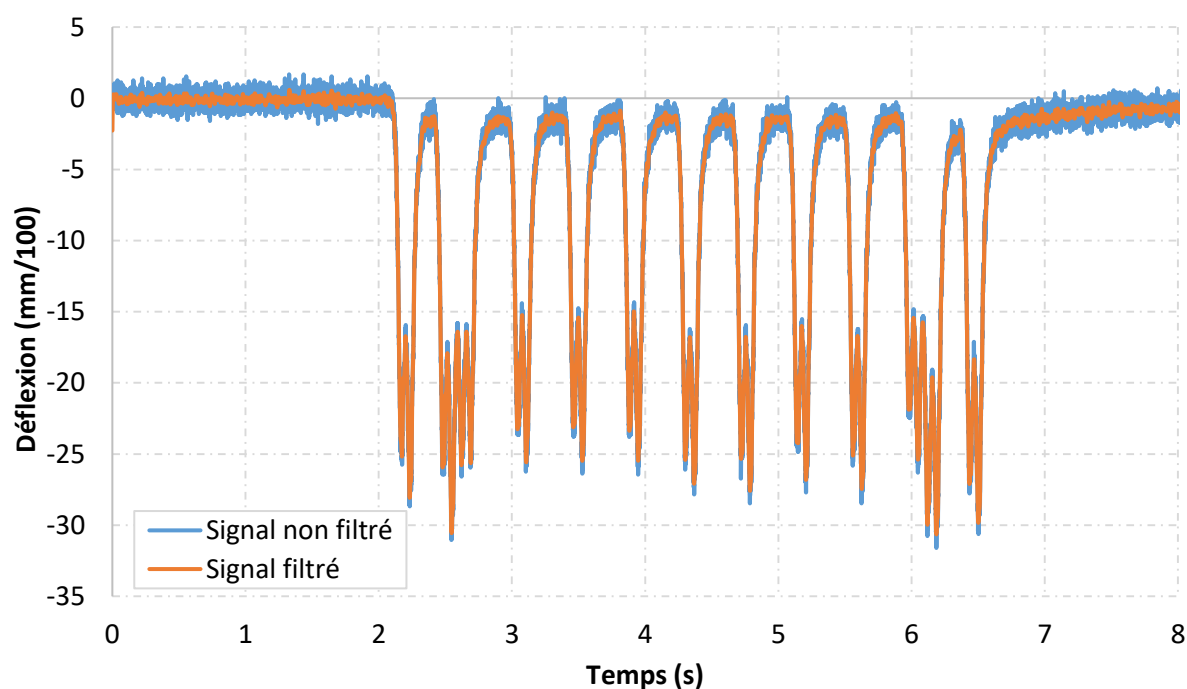


Figure III.4 - Signal filtré et non filtré de déflexion pour un passage de train le 25 novembre 2016 à $V=160$ km/h sur la section granulaire

III.3.4 Méthode de « cumul des bogies porteurs »

Ces mesures sont ensuite traitées par la méthode dite de "cumul des bogies porteurs". Sur la base des enregistrements réalisés, pour un capteur donné, au passage du TGV à une vitesse connue, la procédure consiste à retracer, à partir d'une même origine de temps, les signaux provenant des passages de bogies porteurs, qui ont tous des charges très voisines (en omettant les bogies moteurs des locomotives, qui ont des charges différentes) par séquençage et translation temporelle du signal complet.

Les mesures expérimentales des différents essieux porteurs peuvent ainsi être superposées, et analysées statistiquement. Pour un capteur donné, on peut ainsi calculer la courbe moyenne obtenue pour l'ensemble des essieux et les courbes situées à plus ou moins un écart type, qui permettent d'évaluer la dispersion des mesures

Pour chaque signal d'accéléromètre, de capteur ancré de déflexion et de jauge verticale filtré, la méthode de « cumul des bogies porteurs » est appliquée aux sept bogies porteurs du train à grande vitesse.

Sur la Figure III.5, le signal filtré d'un capteur ancré est coupé pour isoler les séquences liées au passage des sept bogies porteurs. Afin de retrouver les pics du signal correspondant à chaque bogie, nous supprimons toutes les parties du signal en dessous de $-10 \text{ mm}/100$ (c'est-à-dire tous les points se situant en dessous de la ligne bleue de la Figure III.5). Nous pouvons maintenant obtenir l'intervalle de temps pour chaque signal de bogie en calculant le nombre de points éliminés pour chaque pic. Afin de ne pas rater une partie du signal de bogie, on élargit la bande relative à chaque pic de 50%.

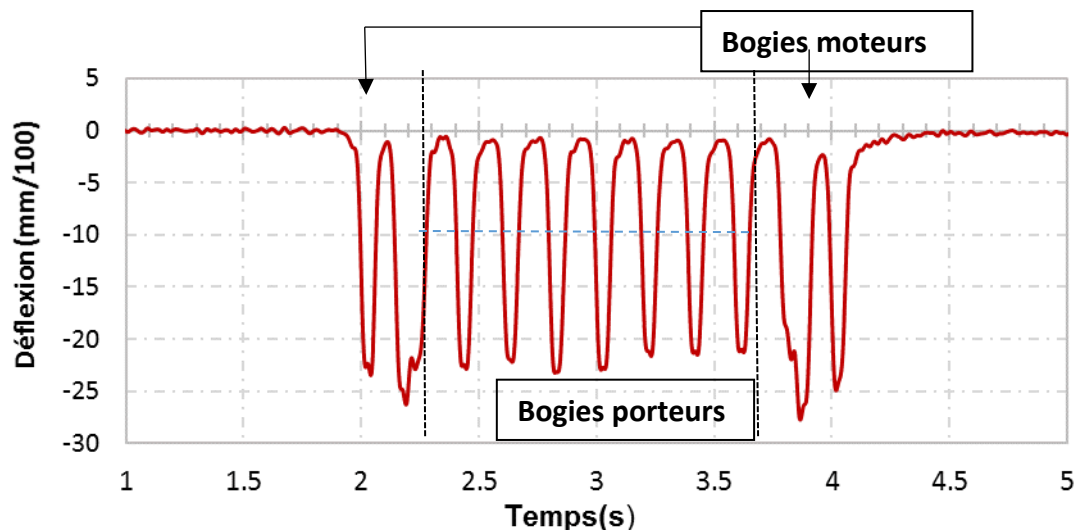


Figure III.5 - Signal de déflexion verticale filtré pour un passage de train - Vitesse du train 320 km.h^{-1}

La charge à l'essieu des bogies moteur est de 17 t/essieu tandis que la charge à l'essieu des bogies porteurs intermédiaires varie entre 14.5 t et 15.5 t par essieu comme indiqué dans le Tableau III.1. Il paraissait donc nécessaire au début de l'étude de normaliser les signaux d'accélération, pour se ramener au même niveau de charge, en pondérant les valeurs mesurées par un coefficient d'ajustement, correspondant au rapport entre la charge réelle de chaque essieu, et la charge à l'essieu « moyenne », choisie égale à 15 t par essieu. Par la suite, on a constaté que la différence entre les résultats pondérés et non pondérés était négligeable, et cette étape de normalisation a été supprimée.

Ces signaux sont ensuite tracés en fonction d'une distance (produit entre la vitesse du train et le temps Vt en abscisse), qui représente la distance entre la roue et le capteur considéré. Ces signaux sont tracés sur la Figure III.6, pour un train circulant à $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$, à partir de la même origine de distance, en recherchant à obtenir la meilleure coïncidence possible entre les séquences de mesure. Le "signal moyen" du capteur considéré est alors calculé point par point.

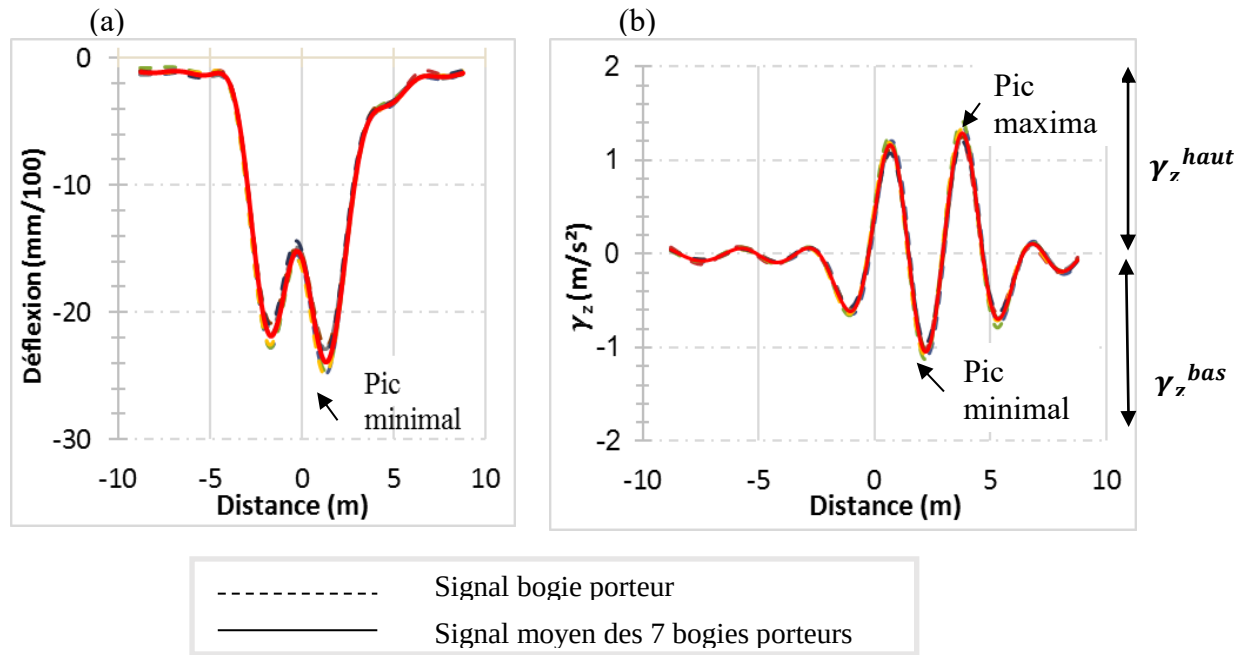


Figure III.6 - (a) Signaux de déflexion des sept bogies porteurs superposés et leur signal moyen (b) signaux d'accélération des sept bogies porteurs superposés et leur signal moyen

Comme le montre la Figure III.6, on notera ici que le signal moyen obtenu, pour un capteur donné, conserve en grande partie la forme des signaux des bogies filtrés, et que la dispersion des signaux des différents bogies est très faible. Cette méthode de traitement servira dans la suite à analyser l'influence de différents paramètres tel que la vitesse de circulation des trains sur les accélérations verticales et permettra ainsi de comparer les résultats expérimentaux avec les résultats issus de la modélisation.

III.3.5 Validation des mesures d'accélération et de déplacement

Afin d'évaluer la précision des mesures réalisées et des procédures de traitement qui leur sont appliquées, ce qui est un point essentiel, on a décidé de vérifier la cohérence entre les mesures d'accélération et de déflexion obtenues. Pour cela, une double dérivation des signaux moyens de déplacement obtenus sur les sections 2 et 4 a été effectuée, pour aboutir aux valeurs d'accélération. Ces valeurs d'accélération calculées ont été comparées aux mesures directes fournies par les accéléromètres. Les résultats de ces comparaisons sont présentés sur la Figure III.7b pour la structure en GNT et sur la Figure III.7a pour la structure avec la sous-couche en grave bitume. On peut noter que les formes des courbes et les amplitudes maximales sont très proches, confirmant ainsi que les deux types de mesures sont cohérents. Cette bonne correspondance entre les mesures d'accélération et de déplacement est obtenue à la fois à vitesse faible ($V=160 \text{ km.h}^{-1}$, Figure III.7b) et à vitesse élevée ($V=320 \text{ km.h}^{-1}$, Figure III.7a).

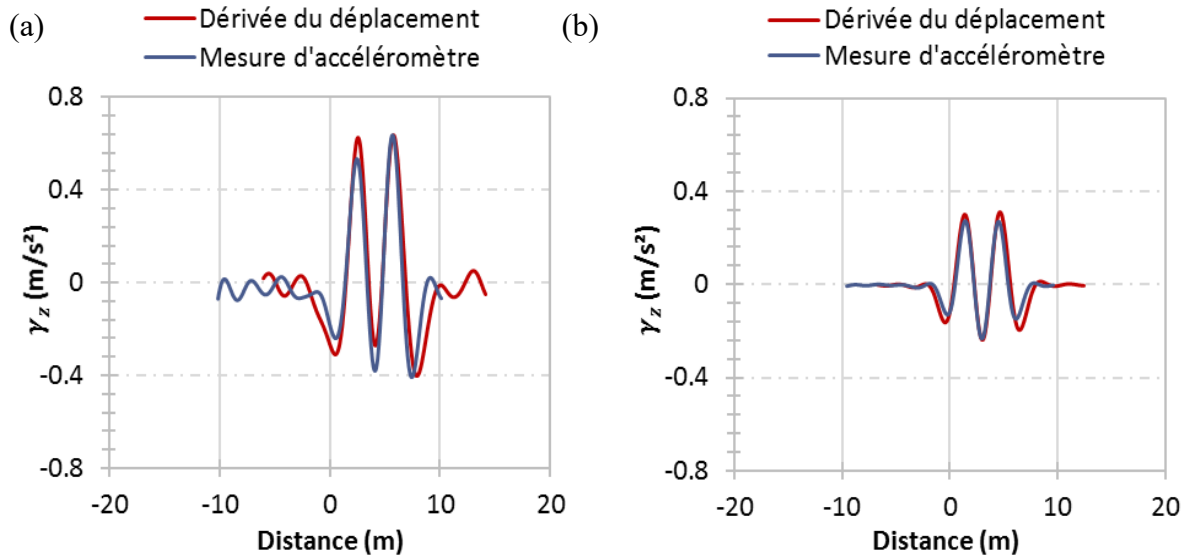


Figure III.7- Courbes moyennes d'accélération obtenues par dérivation de la courbe de déflexion et à partir d'un accéléromètre (a) sur la section 4 (avec sous-couche en GB) - vitesse du train 320 km.h⁻¹ (b) sur la section 2 (avec sous-couche en GNT) - vitesse du train 160 km.h⁻¹

III.4 Résultats de la phase de montée en vitesse

Dans cette section, on présente les principaux résultats de l'acquisition des données pendant la phase de montée en vitesse. On analyse en premier la déflexion de la structure située sous le ballast, pour les différentes sections, à l'aide des mesures des capteurs ancrés. Il est à noter que, par analogie avec ce qui est fait dans le domaine routier, les valeurs minimales de déflexion obtenues avec la « méthode de cumul des bogies porteurs » seront présentées en valeur absolue.

On passe ensuite à l'interprétation des mesures des accéléromètres placés sur les traverses et au sommet et à la base des différentes sous-couches. Enfin, les mesures des extensomètres de déformations verticales et horizontales sont discutées.

III.4.1 Analyse des mesures de déflexion

Cette section est destinée à l'analyse des mesures des capteurs de déflexion ancrés installés par paire sur trois sections 1, 2 et 4. Les pics des signaux de déflexion des bogies porteurs par la méthode de « cumul des bogies porteurs » décrite dans la section III.3.4 sont déterminés pour tous les passages des trains pendant la phase de montée en vitesse, et cela sur les trois sections. Ainsi, la dispersion des valeurs de déflexion en fonction des différentes vitesses des trains est étudiée.

Les pics des réponses des deux capteurs présents sur chaque section sont comparés et la cohérence des mesures réalisées pour les mêmes passages de train et à différentes vitesses est vérifiée.

III.4.1.1 Section 1

Pour la section 1, avec sous couche bitumineuse, seuls 4 passages de trains à la vitesse d'environ 160 km.h^{-1} ont été enregistrés. Les pics de déflexion de ces passages sont présentés dans la Figure III.8. Le capteur 1 indique une déflexion maximale de $36 \text{ mm}/100$ et le capteur 2 une valeur de $40 \text{ mm}/100$, soit un écart de mesure d'environ 10 % entre les 2 capteurs.

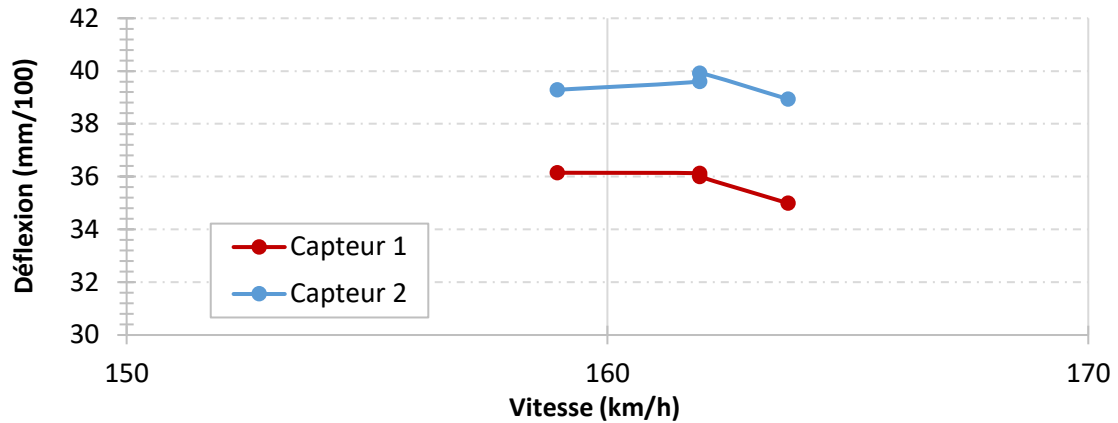


Figure III.8 - Valeurs maximales de déflexion des passages de train en fonction de la vitesse sur la section 1 pendant la phase de montée en vitesse

III.4.1.2 Section 2

Sur la section 2 avec sous-couche granulaire des passages de TGV avec des vitesses variant de 140 à 342 km.h^{-1} ont été enregistrés. Les valeurs maximales retenues pour chaque passage sont tracées sur la Figure III.9 en fonction de la vitesse.

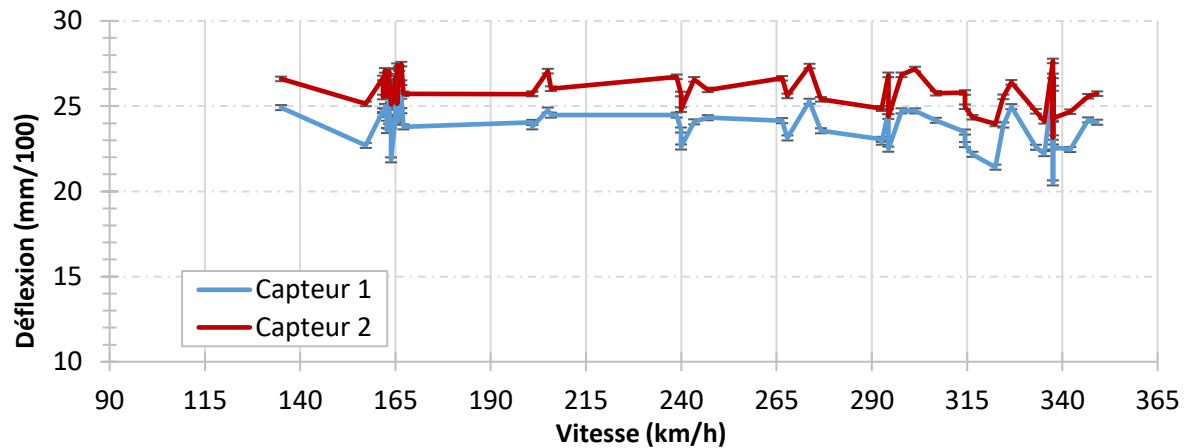


Figure III.9- Valeurs maximales de déflexion des passages de train en fonction de la vitesse sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

D'après le graphique, nous pouvons constater que les mesures des deux capteurs installés sur cette section présentent des variations identiques, en fonction de la vitesse. Les deux capteurs indiquent des valeurs maximales de déflexion sur la section granulaire égales à $27 \text{ mm}/100$ et $25 \text{ mm}/100$ respectivement, soit un écart d'environ 7% entre les deux capteurs. Les valeurs de déflexion sont relativement faibles, pour des structures ferroviaires sous chargement TGV, ce qui est lié à la rigidité élevée de la plateforme, qui comporte une couche de forme en sol traité à la chaux et au liant hydraulique

sur toutes les sections étudiées. De plus, on peut voir que la déflexion totale de la structure ne dépend pas de la vitesse de circulation des trains.

Les valeurs de déflexion enregistrées sur cette section sont plus faibles que sur la section 1. Cette différence peut être expliquée par la différence de la nature des sols (sableux pour la section 1 et argileux pour la section 2).

III.4.1.3 Section 4

Les pics de déflexion, présentés sur la Figure III.10, indiquent des valeurs maximales de 25mm/100 pour les deux capteurs de déflexion. Non seulement les valeurs, mais aussi la variation de la déflexion en fonction de la vitesse, sont très proches pour les deux capteurs, ce qui montre la bonne précision des mesures des capteurs ancrés de déflexion. Les valeurs mesurées sont similaires à celles de la section 2. Ceci peut être expliqué par la nature du sol, qui est identique sur les deux sections (sol argileux).

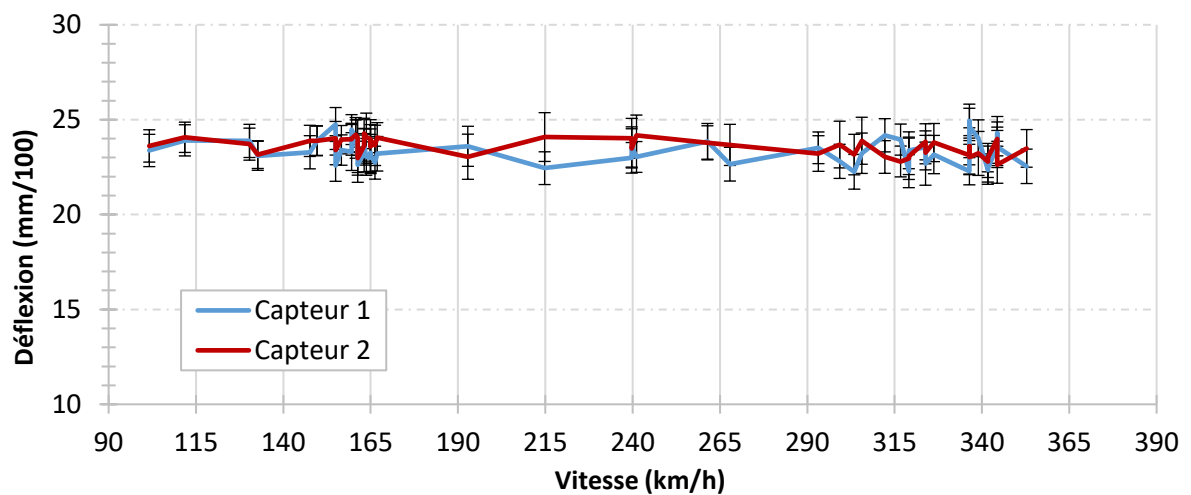


Figure III.10 - Valeurs maximales de déflexion des passages de train en fonction de la vitesse sur la section 4 pendant la phase de montée en vitesse

Pour cette section avec une sous couche en grave bitume, comme pour la section 2 avec sous-couche granulaire, la vitesse n'entraîne pas de variations du niveau de déflexion.

III.4.2 Analyse des mesures d'accélération

Cette partie a pour objectif la présentation des résultats des mesures des accéléromètres mis en place sur les quatre sections de la voie, à différentes positions. Les différents accéléromètres et leurs emplacements sont récapitulés sur la Figure III.11, pour les quatre sections. On a choisi de se concentrer sur les extrêmes des signaux moyens des mesures, obtenus avec Scilab par la méthode « cumul des bogies porteurs », expliquée précédemment. En d'autres termes, nous étudions les maximums « max » et les minimums « min » par rapport à 0. Les amplitudes positives sont les accélérations verticales dirigées vers le haut $\{\gamma_z\}_{couche}^{haut}$ et les valeurs négatives sont celles dirigées vers le bas $\{\gamma_z\}_{couche}^{bas}$, déterminées à partir de la courbe moyenne des mesures. Ces valeurs et l'écart type sont déterminés à partir des signaux moyens des sept bogies, afin de réduire la variabilité.

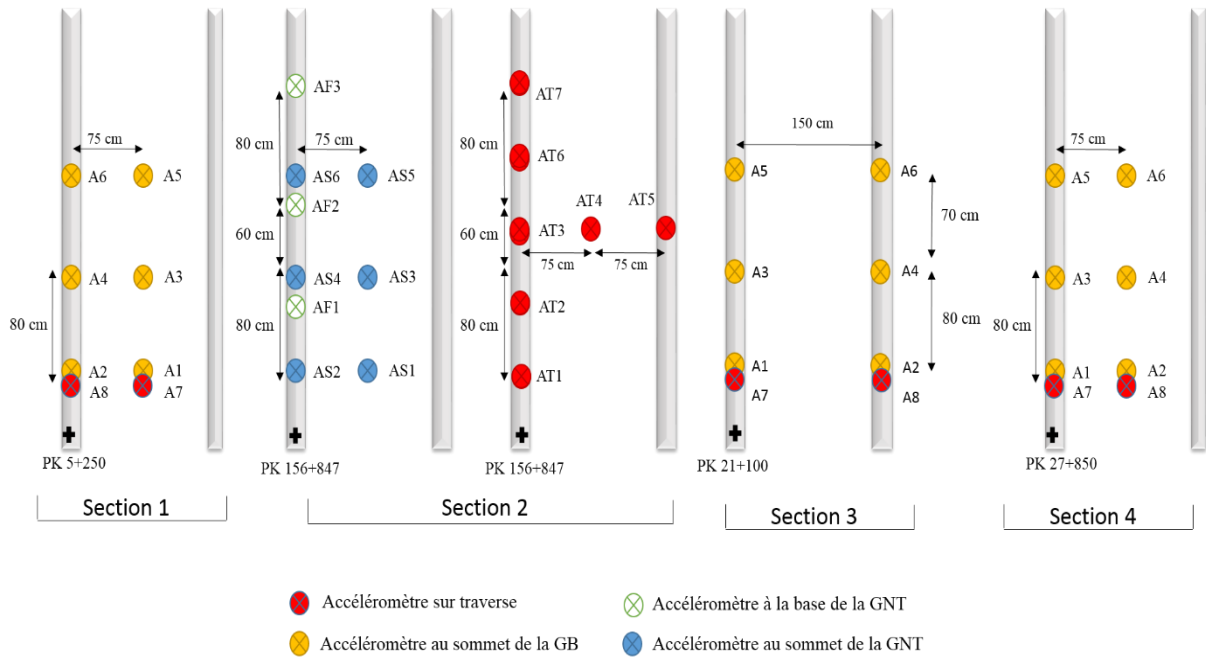


Figure III.11 - Positions des accéléromètres sur les sections de la LGV BPL

III.4.2.1 Section 1

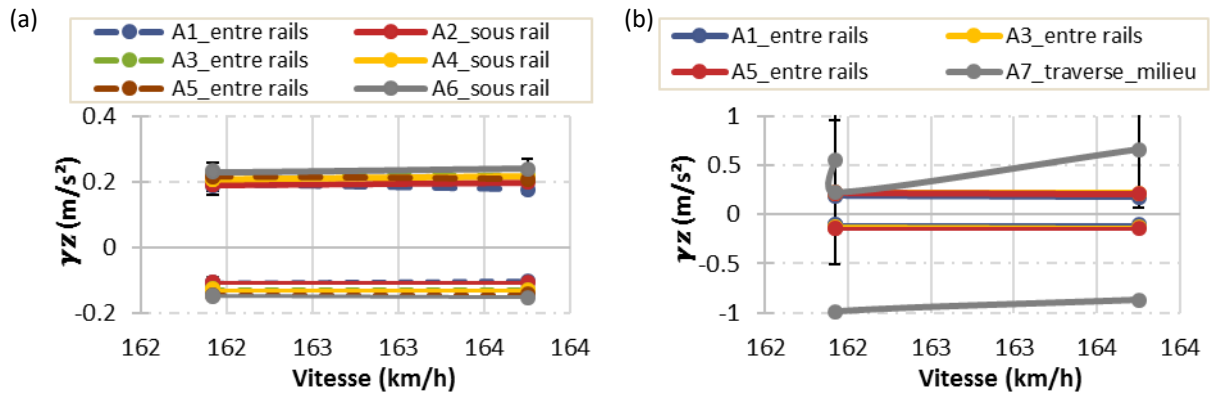


Figure III.12 - (a) Valeurs maximales d'accélération verticales positives et négatives des accéléromètres placés au sommet de la couche bitumineuse (b) comparaison des réponses des accéléromètres placés au sommet de la sous-couche et sur traverse en fonction de la vitesse pour les passages de train dans le sens 1 sur la section 1 pendant la phase de montée en vitesse

Les courbes de la Figure III.12 (a) montrent, pour les 3 passages de train sur la voie dans le sens de Rennes vers Paris (a), les pics d'accélération verticales vers le bas et vers le haut des 6 accéléromètres, placés au sommet de la couche de GB, dont 3 sont situés sous l'axe du rail et 3 entre les deux rails. La Figure III.12 (b) présente une comparaison entre les valeurs maximales et minimales des 3 accéléromètres placés entre les rails $\{\gamma_z\}_{\text{sommet GB}}$ et l'accéléromètre placé au milieu de la traverse.

Les trains circulant à une vitesse de 160 km.h^{-1} conduisent à des mesures d'accélération verticales $\{\gamma_z\}_{\text{sommet GB}}^{\text{haut}}$ de l'ordre de 0.23 m.s^{-2} et $\{\gamma_z\}_{\text{sommet GB}}^{\text{bas}}$ de -0.15 m.s^{-2} . L'accéléromètre sur traverse mesure $\{\gamma_z\}_{\text{traverse}}^{\text{haut}} = 0.6 \text{ m.s}^{-2}$ et $\{\gamma_z\}_{\text{traverse}}^{\text{bas}} = -1 \text{ m.s}^{-2}$.

Tableau III.2 - Valeurs maximales d'accélérations verticales positives et négatives des accéléromètres au sommet de la couche bitumineuse sur traverse pour le passage de train dans le sens 2 sur la section 1 pendant la phase de montée en vitesse

Valeurs	A1_entre rails	A2_sous rail	A3_entre rails	A4_sous rail	A5_entre rails	A6_sous rail	A7_traverse
Max	0.21	0.22	0.17	0.17	0.16	0.18	0.65
Min	-0.13	-0.14	-0.10	-0.10	-0.11	-0.12	-1.0

Le Tableau III.2 récapitule les valeurs max et min des accélérations verticales des accéléromètres au sommet de la couche de GB (A1- A6) et de l'accéléromètre A7 sur traverse pour le passage de TGV dans le sens 2 allant de Paris à Rennes avec une vitesse de 160 km.h^{-1} . Les valeurs sont du même ordre de grandeur que les valeurs des passages dans le sens inverse.

III.4.2.2 Section 2

Pendant la phase de montée en vitesse, le train test a circulé sur la section 2 dans les deux sens :

- Sens 1 : de Rennes à Paris
- Sens 2 : de Paris à Rennes

Les différentes courbes des pics d'accélérations verticales positives des accéléromètres au sommet de la couche granulaire (AS1 à AS6) de la Figure III.13 mettent en évidence une différence entre les mesures d'un même accéléromètre pour les sens 1 et 2, à l'exception de AS1 et AS2. Il est important de noter que les positions des capteurs sont connues par rapport au rail mais non déterminées vis-à-vis des traverses. Ils sont séparés de 80 cm l'un de l'autre. Il est donc probable que les différences de mesure soient liées à la variation des distances capteur / traverse.

Un écart lié au sens du passage du train et à la position du capteur par rapport aux traverses a été identifié sur les valeurs des accélérations. Cela nous a conduit à séparer les résultats suivant le sens de circulation. Dans la suite de ce chapitre, on présente l'analyse des résultats obtenus dans le sens 1. L'analyse des résultats obtenus le sens 2 est présenté en annexe.

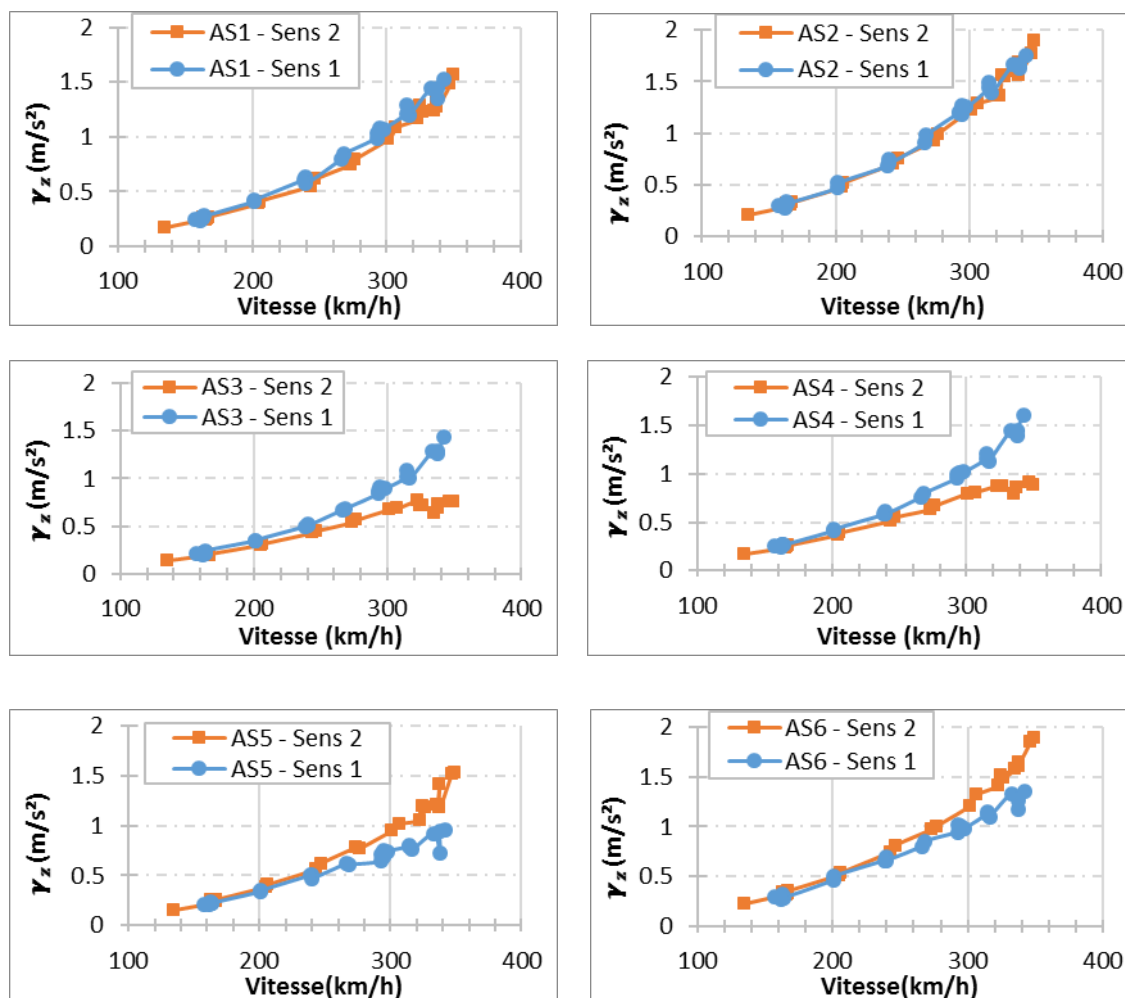


Figure III.13 - Comparaison des pics positifs des réponses des accéléromètres au sommet de la sous-couche granulaire en fonction de la vitesse pour les passages de train dans les deux sens sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

Les accéléromètres au sommet de la couche de GNT sont placés entre les deux rails (AS1, AS3 et AS5) et sous l'axe du rail (AS2, AS4 et AS6). Les profils de la Figure III.14 comparent les résultats de ces capteurs, dont les positions sont différentes : traits continus pour AS sous le rail et traits pointillés pour AS entre les rails. On observe que l'accéléromètre AS2 enregistre les valeurs les plus élevées : $\{\gamma_z\}_{\text{sommet GNT}}^{\text{haut}} = 1.62 \text{ m.s}^{-2}$ et $\{\gamma_z\}_{\text{sommet GNT}}^{\text{bas}} = -1.61 \text{ m.s}^{-2}$ pour une vitesse de train maximale de 342 km.h^{-1} .

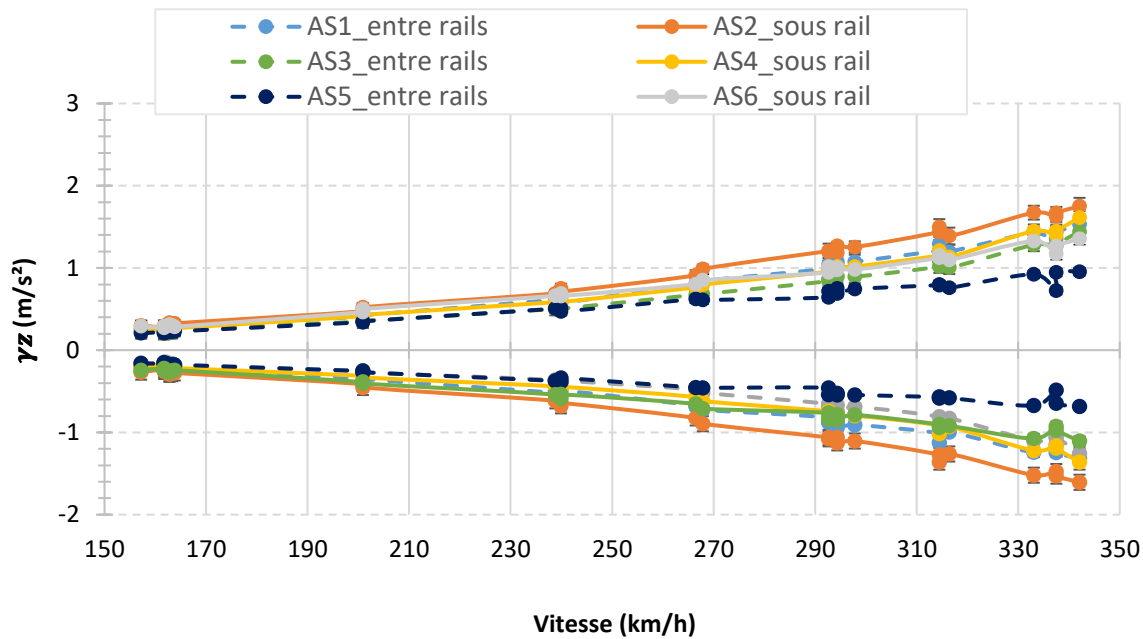


Figure III.14- Accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres au sommet de la sous-couche granulaire installés sous l'axe du rail et entre les rails, pour les passages de train dans le sens 1 sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

La Figure III.14 montre l'évolution des accélérations verticales au sommet de la sous-couche en fonction des vitesses des TGV. Les accélérations augmentent proportionnellement au carré de la vitesse du train, comme prévu lorsque les forces d'inertie sont négligées. Au sommet de la couche granulaire, les accélérations maximales varient entre 1,3 et 1,7 $m.s^{-2}$ à 340 $km.h^{-1}$. Enfin, les niveaux des accélérations dirigées vers le bas et vers le haut sont assez similaires.

Par ailleurs, au niveau de la section 2, 3 accéléromètres ont été mis en place à la base de la sous-couche granulaire de 20 cm d'épaisseur. Une distance de 80 cm sépare les capteurs AF1, AF2 et AF3, dont les courbes sont présentées dans la Figure III.15. La plus grande accélération mesurée avec AF1 pour $V = 342 km.h^{-1}$ est $\{\gamma_z\}_{V=342}^{bas} = -1.07 m.s^{-2}$ et $\{\gamma_z\}_{V=342}^{haut} = 1.21 m.s^{-2}$. La variation de $\{\gamma_z\}$ en fonction de la vitesse est visible à la base de la sous-couche aussi.

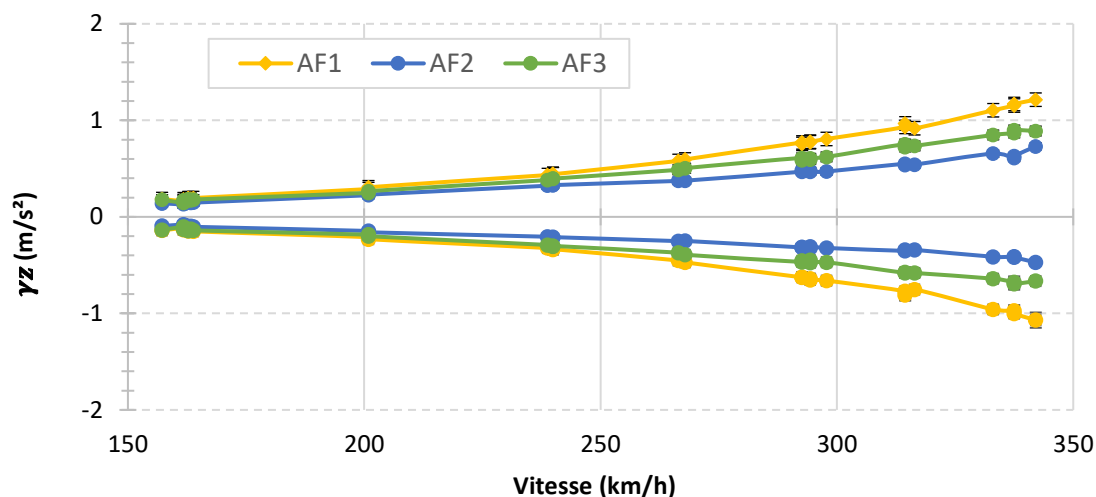


Figure III.15 – Accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres à la base de la sous-couche granulaire installés sous l'axe du rail, pour les passages de train dans le sens 1 sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

Nous complétons notre étude par une comparaison des profils des accélérations verticales positives et négatives au sommet et à la base de la couche de GNT sous le ballast en fonction de la vitesse. La Figure III.16 montre les profils AF1, AF2 et AF3 en traits pointillés et les profils de AS2, AS4 et AS6 en traits continus. Les capteurs au sommet de la GNT sont situés sous l'axe du rail externe de même que les AF à la base de la GNT. Les accélérations sont nettement plus élevées au sommet de la couche granulaire qu'à la base. L'augmentation est de 25% pour $\{\gamma_z\}_{V=342}^{haut}$ et de 33% pour $\{\gamma_z\}_{V=342}^{bas}$ pour la vitesse de passage de 342 km.h^{-1} .

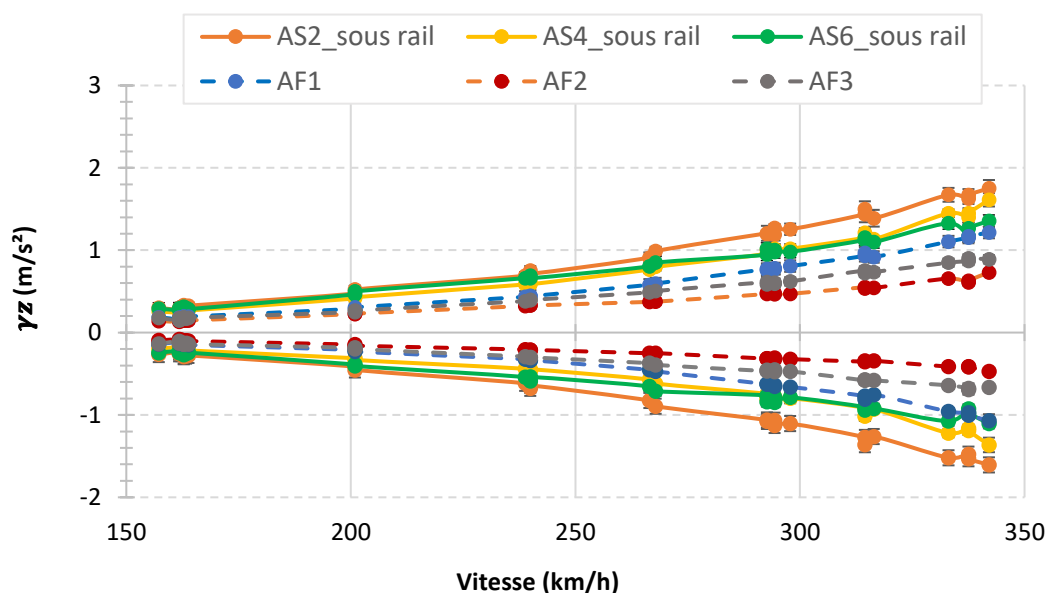


Figure III.16 – Comparaison entre les accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres au sommet de la sous-couche granulaire installés sous l'axe du rail et ceux à la base, pour les passages de train dans le sens 1 sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

Nous avons également analysé les mesures des accéléromètres placées au sommet des traverses de la section granulaire : 5 accéléromètres sont situés sur l'extérieur de 5 traverses qui se suivent, un sur l'intérieur d'une traverse et un sur le milieu d'une traverse. Les profils des réponses des pics de ces accéléromètres sont illustrés sur la Figure III.17.

On peut voir que les mesures sont plus dispersées que celles obtenues dans les couches situées sous le ballast et atteignent au maximum environ $\{\gamma_z\}_{traverse}^{haut/bas} = \pm 5 \text{ m.s}^{-2}$ à 340 km.h^{-1} .

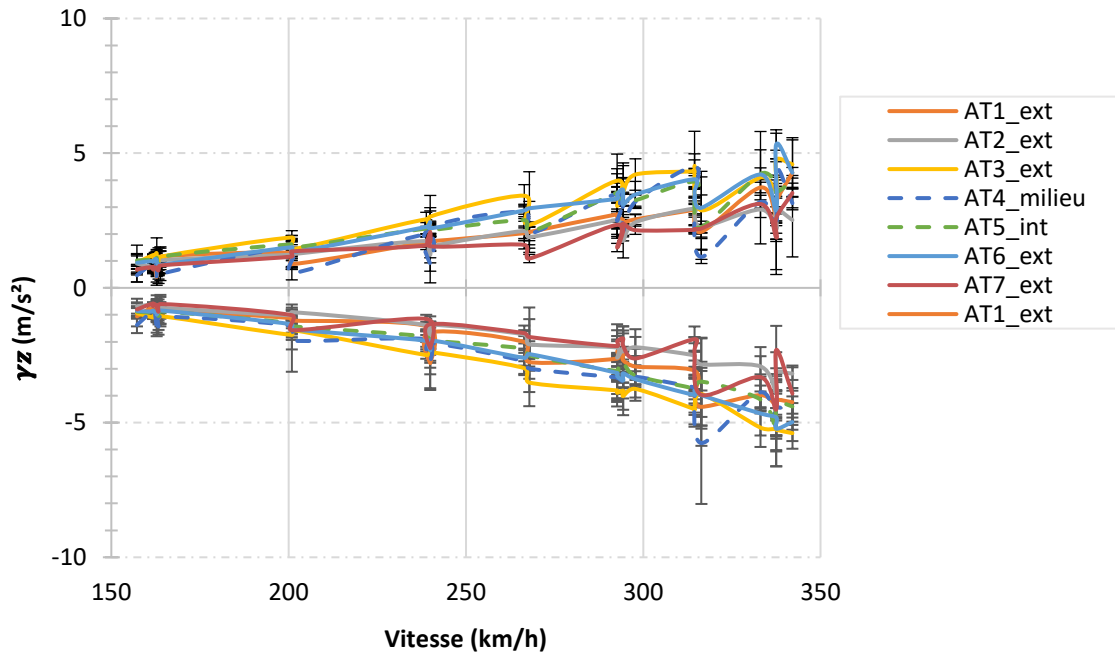


Figure III.17 - Comparaison des accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, pour les accéléromètres sur traverse, pour les passages de train dans le sens 1 sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

Sur les traverses, les accélérations augmentent avec la vitesse et présentent plus de dispersion à vitesse élevée (environ plus de 300 km.h^{-1}). Cette dispersion de la réponse peut être due à une perte de stabilité de la couche de ballast (tassements ou mouvements des grains), lorsqu'elle est soumise à un chargement à haute fréquence et à des accélérations élevées (Martin, 2014).

III.4.2.3 Section 4

Concernant la section 4, les résultats des passages du train test dans le sens 1, de Rennes à Paris, sont présentés dans la suite. Les résultats du sens 2, de Paris à Rennes, sont présentés en annexe.

La Figure III.18 présente les accélérations maximales dirigées vers le haut (positives) et vers le bas (négatives) obtenues sur la structure de voie innovante avec sous-couche en grave bitume, en fonction de la vitesse du train. Les capteurs ont été installés à différentes positions, sous le rail extérieur (A1, A3 et A5) et entre les rails (A2, A4 et A6). Toutes les mesures montrent globalement la même tendance : les accélérations présentent une augmentation non linéaire avec la vitesse du train. La valeur d'accélération maximale la plus élevée atteinte dans la section, enregistrée avec l'accéléromètre A1, est proche de $\{\gamma_z\}_{V=352}^{haut} = 0.93 \text{ m.s}^{-2}$ et $\{\gamma_z\}_{V=352}^{bas} = -0.6 \text{ m.s}^{-2}$, pour une vitesse de train de 352 km.h^{-1} . Cette accélération maximale est environ deux fois inférieure à celle de la section avec sous couche

granulaire. Ainsi, les couches de GB, en tant que sous-couches du ballast, entraînent clairement une réduction des niveaux d'accélération dans les voies ballastées.

D'après le graphique, on peut également conclure que les accélérations entre les rails sont inférieures à celles mesurées sous le rail externe. Ce résultat est logique, car les accéléromètres situés sous le rail extérieur sont directement soumis au chargement du train. Cette réduction n'est pas observée sur la section granulaire.

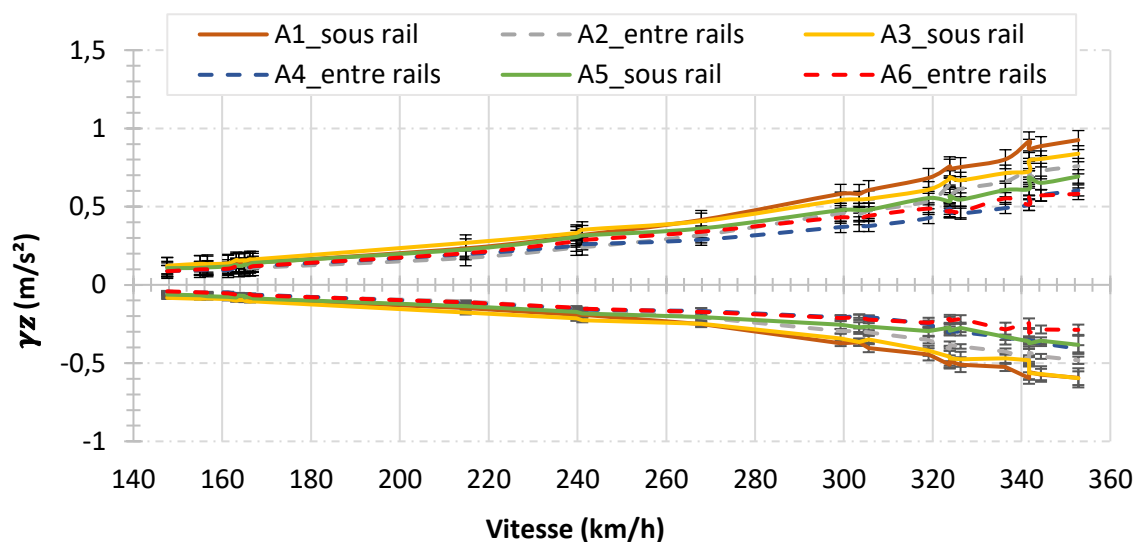


Figure III.18 - Accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres au sommet de la sous-couche bitumineuse installés sous l'axe du rail et entre les rails, pour les passages de train dans le sens 1 sur la section 4 pendant la phase de montée en vitesse

Le graphique de la Figure III.19 compare les courbes représentant les valeurs maximales et minimales des accéléromètres situés entre les rails et de celui situé sur la traverse (au milieu). L'écart entre les deux familles de courbes est large et augmente avec la vitesse des trains. $\{\gamma_z\}_{traverse}^{haut}$ atteint une valeur de 3.5 m.s^{-2} et $\{\gamma_z\}_{traverse}^{bas}$ atteint -4.70 m.s^{-2} pour $V = 352 \text{ km.h}^{-1}$. La dispersion des accélérations mesurées sur la traverse aux vitesses élevées apparaît aussi clairement.

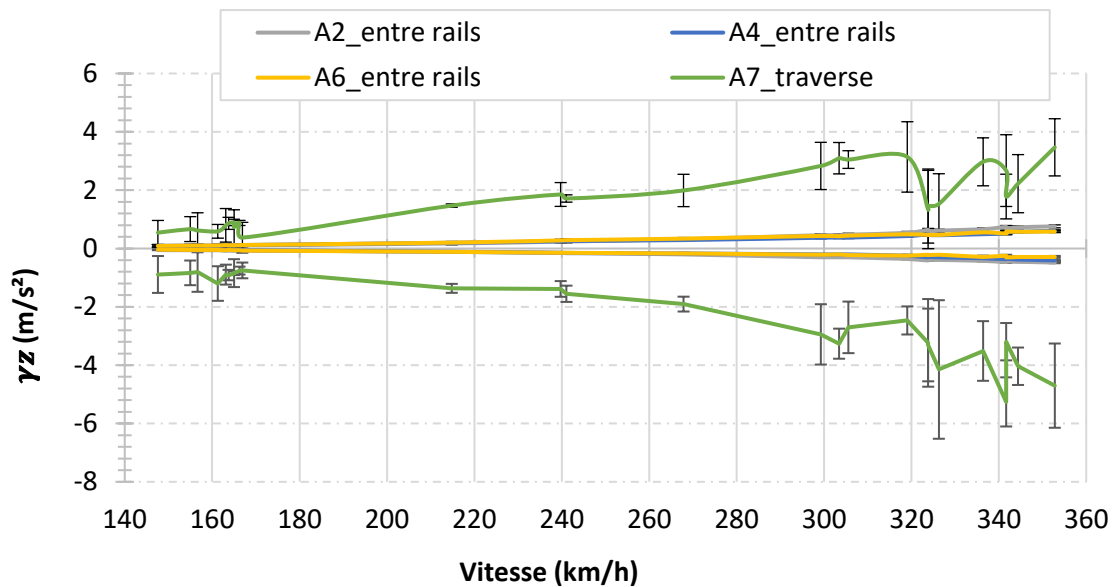


Figure III.19 - Comparaison des accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, pour les accéléromètres au sommet de la sous-couche granulaire installés entre les rails et celui placé sur la traverse, pour les passages de train dans le sens 1 sur la section 4 pendant la phase de montée en vitesse.

III.4.3 Analyse des mesures des extensomètres

Dans cette partie, on s'intéresse aux mesures des extensomètres verticaux placés au sommet de la couche de GNT sur les différentes sections instrumentées de la LGV BPL et horizontaux à la base de la couche de GB sur les sections bitumineuses. Les valeurs des déformations maximales sont retenues pour chaque passage de train, lors de la phase de montée en vitesse, en se référant à la méthode de « cumul des bogies porteurs » détaillée dans ce chapitre, pour les extensomètres verticaux.

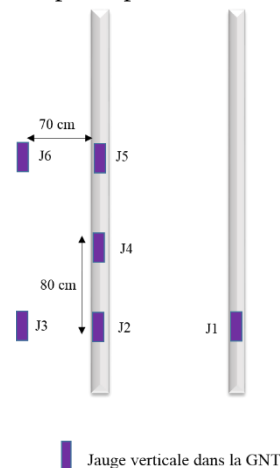


Figure III.20 - Positions des jauges verticales dans la GNT sur les sections de la LGV BPL

III.4.3.1 Section 2

Sur la section granulaire, des jauges verticales sont installées au sommet de la couche de GNT. On présente sur la Figure III.21 un signal de déformation enregistré avec la jauge verticale J2 située sous l'axe du rail externe pour le passage de TGV le 2 décembre 2016 sur la section 2.

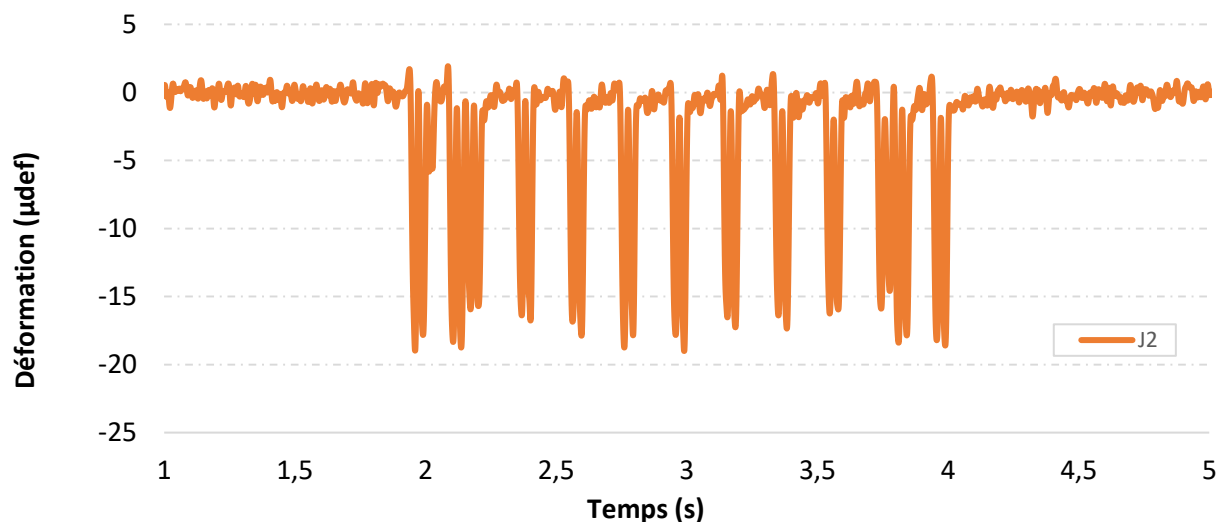


Figure III.21 - Profil temporel de déformation verticale issu de la jauge verticale placée dans la couche granulaire sous l'axe du rail externe pour le passage de train le 2 décembre 2016 à $V = 340 \text{ km.h}^{-1}$

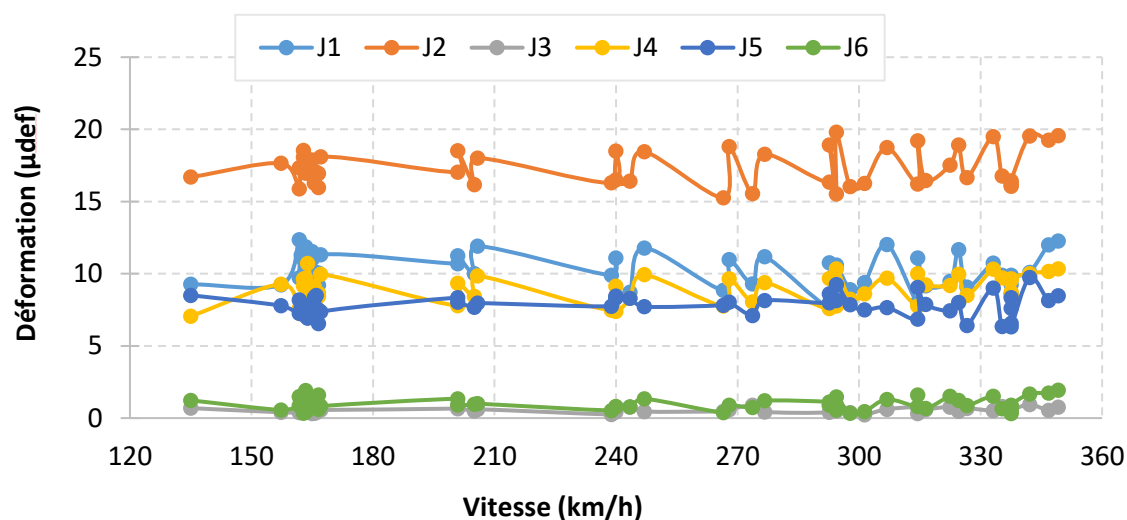


Figure III.22 - Déformations verticales maximales en fonction de la vitesse, des jauges verticales placées dans la sous-couche granulaire, pour les passages de train sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

De même que pour la déflexion, les valeurs minimales de déformation verticale obtenues avec la « méthode de cumul des bogies porteurs » sont présentées en valeur absolue dans la suite.

La Figure III.22 compare les réponses des jauges verticales installées sous le rail interne (J1), sous le rail externe (J2, J4 et J5) et à 70 cm du rail externe (J3 et J6). Cette figure présente les valeurs de déformation maximale en fonction de la vitesse du train. L'extensomètre J2, situé sous le rail externe, indique les valeurs de déformation les plus élevées, tandis que les jauges J3 et J6 situées entre les rails mesurent des déformations quasi-nulles. Quel que soit le capteur et la vitesse, la déformation verticale maximale enregistrée sur la section avec sous-couche granulaire ne dépasse pas $20 \mu\text{def}$, ce qui est une valeur très faible.

III.4.3.2 Section 4

III.4.3.2.1 Mesures des jauges verticales

Comme pour la section 2, des jauges verticales sont placées au sommet de la couche granulaire de la section 4 avec sous-couche en grave bitume et dans des positions identiques. La courbe de la Figure III.23 illustre un signal de déformation verticale de la jauge J2, placée sous le rail externe, pour un passage de TGV sur le site 4 en octobre 2016, à une vitesse de 160 km.h^{-1} . Les 13 bogies du train test sont très nettement visibles.

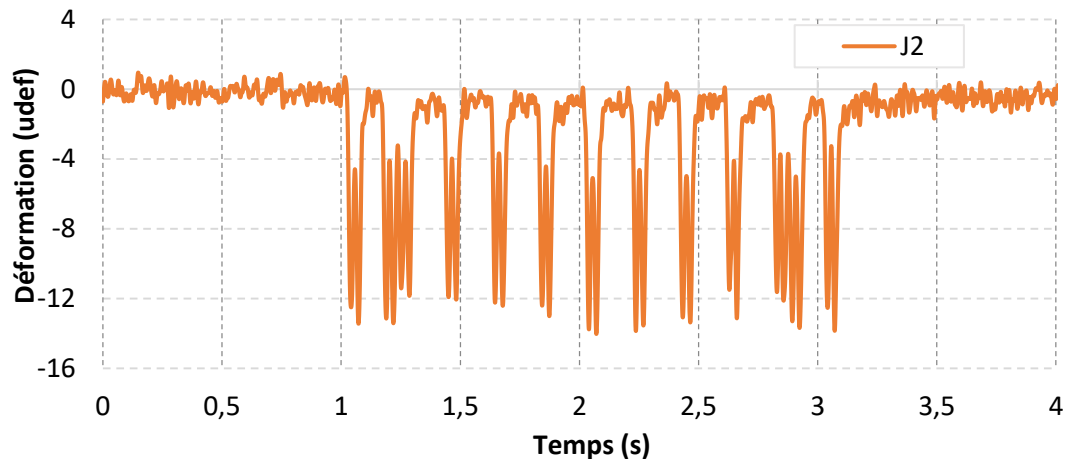


Figure III.23 – Profil temporel de déformation verticale issu de la jauge verticale placée dans la couche granulaire sous l'axe du rail externe pour le passage de train le 4 octobre 2016 à $V=160 \text{ km.h}^{-1}$

Par ailleurs, le graphique de la Figure III.24 présente les pics des réponses des 6 capteurs en fonction de la vitesse des trains pendant les 3 mois de la phase de montée en vitesse. Les mêmes observations que sur la section 2 peuvent être faites sur cette section : le capteur J2 mesure une déformation verticale maximale ne dépassant pas $12 \mu\text{def}$ et les capteurs J3 et J6 indiquent des valeurs proches de zéro.

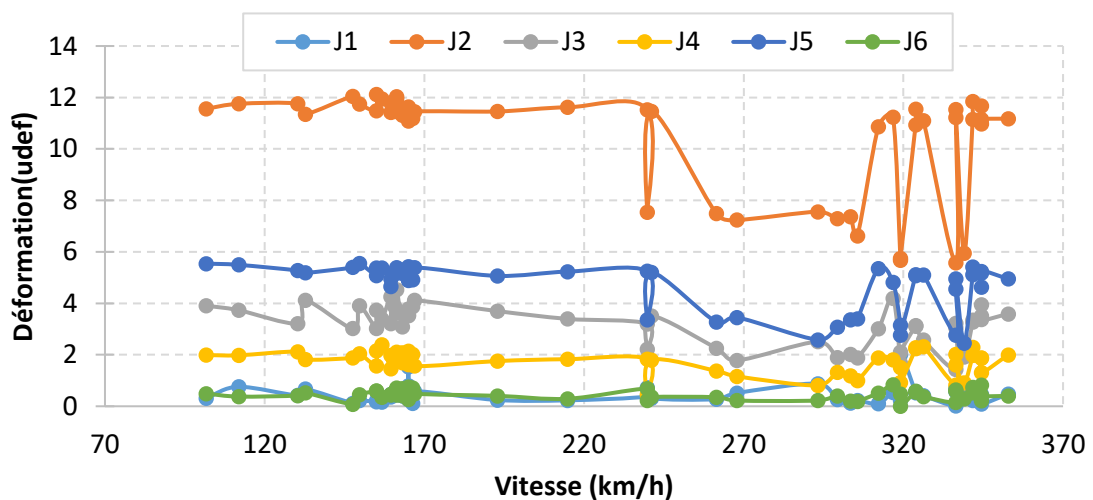


Figure III.24 -Comparaison des déformations verticales maximales en fonction de la vitesse, des jauges verticales placés dans la sous-couche granulaire, pour les passages de train sur la section 4 pendant la phase de montée en vitesse

En observant la Figure III.24, on remarque une assez forte variabilité des valeurs des déformations, se manifestant surtout sur la courbe de la jauge J2. Ces brusques changements de valeurs ont conduit à tracer les courbes de réponses des jauges par ordre chronologique de passage, pendant les 3 mois de test sur la Figure III.25. Les différentes courbes présentées sur la Figure III.25 nous permettent de conclure que les pics ne sont pas liés à la vitesse des trains et que les déformations mesurées au sommet de la couche de GNT étaient plus dispersées au début de la phase de montée en vitesse. Elles se sont ensuite stabilisées, peut-être en raison d'un post-compactage du matériau granulaire.

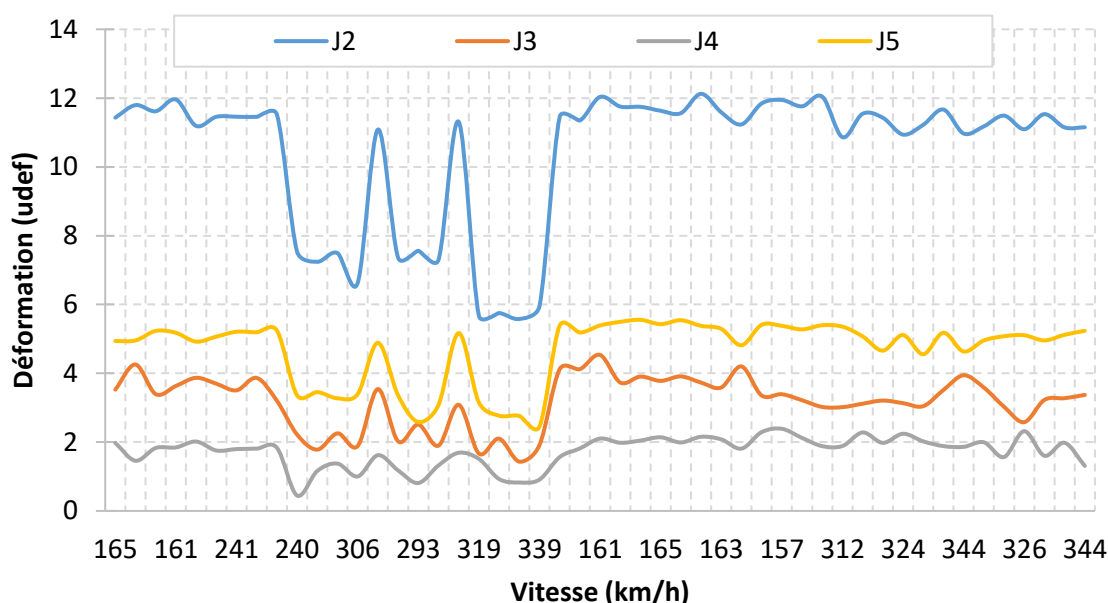


Figure III.25 - Comparaison des déformations verticales maximales, des jauges verticales placées dans la sous-couche granulaire, par ordre de passage des trains, sur la section 4 pendant la phase de montée en vitesse

III.4.3.2.2 Mesures des jauges horizontales

Les résultats des mesures des jauges de déformations horizontales, transversales et longitudinales, placées à différentes positions dans la couche d'enrobé ont été étudiés. Il y a 7 jauges de mesure des déformations horizontales à la base de la GB (2 longitudinales L et 5 transversales T) présentées dans le Chapitre I.

La Figure III.26 présente les profils temporels filtrés des déformations horizontales des jauges mises en place dans le sens transversal et longitudinal à la base de la couche d'enrobé pour deux vitesses : $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$ et $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$. D'après les graphiques, on constate que les signaux des jauges deviennent difficilement analysables pour des vitesses de passage élevées, tout en gardant des valeurs inférieures à $12 \mu\text{def}$ pour les jauges transversales et $8 \mu\text{def}$ pour les jauges longitudinales. A $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$, il est toujours possible de visualiser et de distinguer les bogies du train, alors qu'à $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$ ce n'est plus le cas.

Compte tenu de ces valeurs de déformations très faibles et des signaux bruités, et il est difficile d'analyser en détail les réponses obtenues. Cependant, on peut conclure que la couche de grave bitume ne travaille quasiment pas en fatigue.

A titre de comparaison, la valeur de déformation en extension à la base de la couche de GB obtenue lors des calcul de dimensionnement était de $44.5 \mu\text{def}$ (Ben Fredj et al., 2014). Les valeurs mesurées sont de loin inférieures à cette valeur.

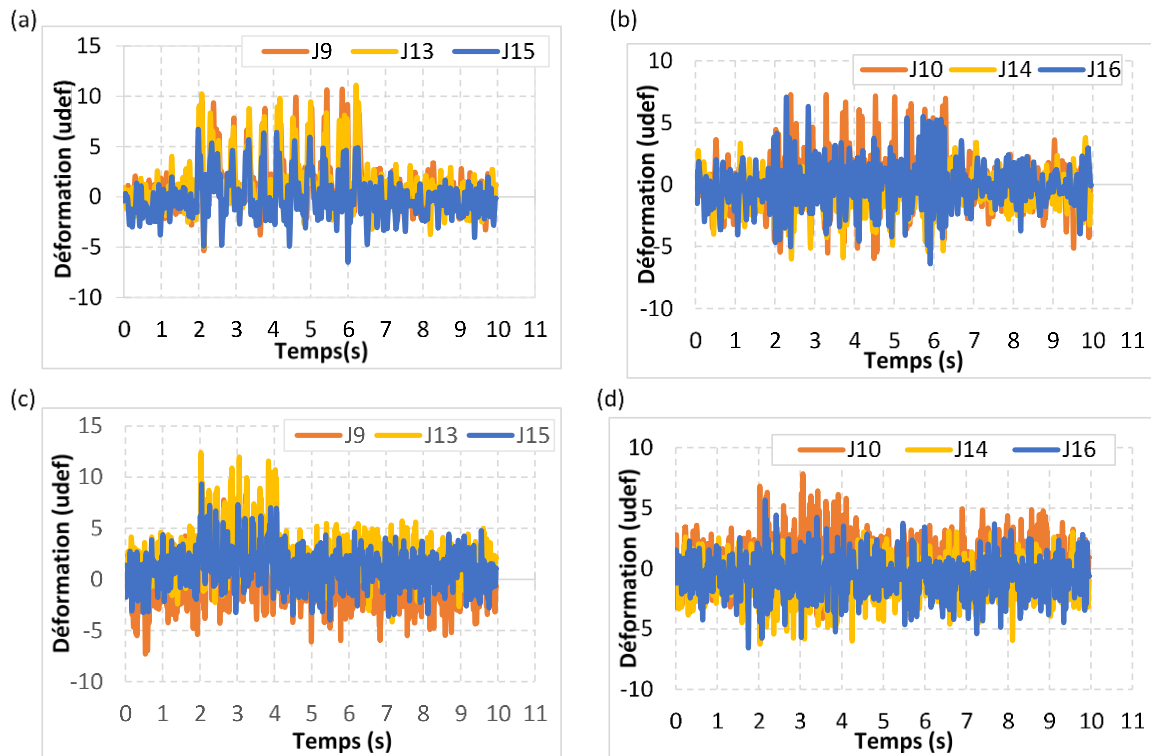


Figure III.26 - Profils temporels de déformations horizontales à la base de la sous-couche en grave bitume des jauges (a) transversales pour un passage de train à $V=165 \text{ km.h}^{-1}$ (b) longitudinales pour un passage de train à $V=165 \text{ km.h}^{-1}$ (c) transversales pour un passage de train à $V=320 \text{ km.h}^{-1}$ (d) longitudinales pour un passage de train à $V=320 \text{ km.h}^{-1}$

III.4.3.3 Section 1

III.4.3.3.1 Mesures des jauges verticales

La réponse des 6 jauges verticales installées dans la couche granulaire sous la sous-couche en grave-bitume pour les 4 passages de train sur la section 1 à $V=160 \text{ km.h}^{-1}$ est illustrée sur la Figure III.27. La jauge J5 placée sous l'axe du rail indique les déformations les plus élevées. La déformation verticale la plus élevée enregistrée dans la couche de GNT sur le site est égale à $30 \mu\text{def}$, une valeur considérée comme très faible.

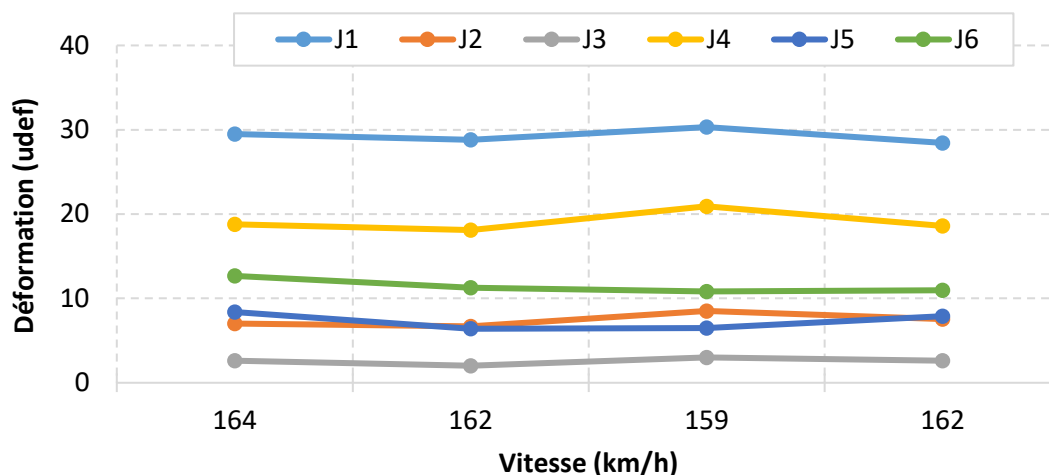


Figure III.27 - Déformations verticales maximales en fonction de la vitesse, des jauges verticales placées dans la sous-couche granulaire, pour les passages de train sur la section 1 pendant la phase de montée en vitesse

III.4.3.3.2 Mesures des jauges horizontales

Comme détaillé dans le chapitre sur l'instrumentation de la section 1, des jauges de déformations transversales et longitudinales ont été mises à la base de la couche de GB. Pour les deux positionnements, les passages de train sur la section lors de la phase de test indiquent des valeurs de déformations extrêmement faibles ; les déformations transversales et longitudinales ne dépassent pas 2 μdef . En considérant cette valeur, on peut en déduire que la couche de grave-bitume ne travaille pas en fatigue.

III.5 Comparaison entre structure granulaire et structure bitumineuse

Un des résultats attendus du projet « Instrumentation de la LGV Bretagne Pays de la Loire » est de comparer la réponse des différentes structures, et en particulier d'évaluer le comportement des structures avec sous-couche bitumineuse et sous couche granulaire.

Pour atteindre cet objectif, nous allons d'abord comparer les mesures des capteurs de déplacement ancrés installés par paire sur les sections avec sous-couches bitumineuses et granulaires. Ensuite, afin de mieux comprendre l'effet de la rigidité de la structure sur les accélérations générées, les niveaux d'accélération seront analysés, en particulier ceux obtenus sous les traverses et à la base de la couche de ballast, qui influencent fortement sur l'usure et sur les tassements de la couche de ballast. En effet, les accélérations verticales maximales vers le bas générées par le passage des trains, ont les effets les plus dommageables pour la couche de ballast, dans la mesure où elles réduisent le poids apparent des grains de ballast et les forces de frottement inter-granulaires favorisant ainsi les déplacements des grains de ballast (Chupin & Piau, 2011a, 2011b; Martin, 2014).

Le comportement des matériaux bitumineux étant fortement dépendant de la température, il est important de noter que pendant les trois mois de la phase d'essais de montée en vitesse (entre novembre 2016 et janvier 2017), seules de petites variations de température ont été observées. Les températures

au sommet des couches de GB et de GNT ont atteint au maximum 10°C en novembre et au minimum 2°C pendant les journées les plus froides du mois de janvier. Par conséquent, les variations de température ont été négligées dans l'analyse des résultats.

III.5.1 Mesures de déflexion

La Figure III.28 montre les valeurs maximales de déflexion verticale mesurées sur les sections 2 (sous-couche granulaire) et 4 (sous-couche bitumineuse) en fonction de la vitesse du train, pendant la phase de montée en vitesse. Les déplacements obtenus sur les deux tronçons sont très proches et de l'ordre de 25 mm/100. Ces déflexions faibles et quasiment constantes sont dues à la capacité portante élevée du sol de fondation, comportant une couche de forme en sol traité au ciment sur toutes les sections instrumentées de la ligne BPL. Les essais dynamiques à la plaque, effectués tous les 20 m sur la voie BPL, ont montré que la portance de la plateforme était supérieure à 250 MPa, ce qui représente la valeur la plus élevée pouvant être mesurée avec cet équipement.

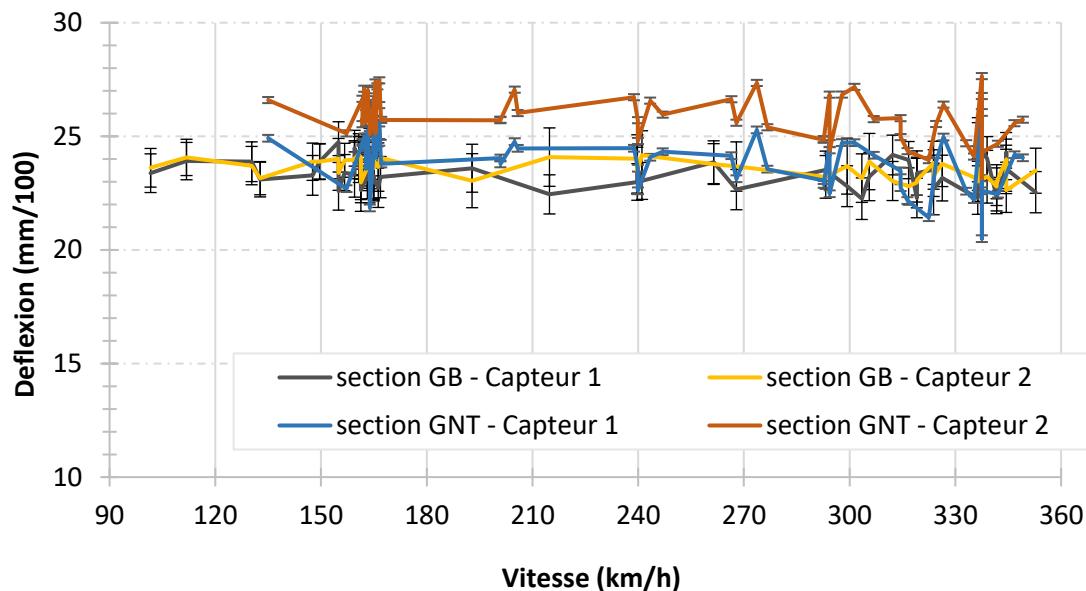


Figure III.28 – Comparaison des valeurs maximales de déflexion au passage des trains en fonction de la vitesse sur les sections 2 et 4, pendant la phase de montée en vitesse

Les résultats n'indiquent pas non plus de variation significative des déflexions avec la vitesse. Pour la vitesse la plus élevée, atteignant 352 km.h⁻¹, les valeurs de déflexion maximales ne dépassent pas 27 mm/100, sur les deux sections. Cela signifie que les résultats en termes d'accélération et d'amplitudes de déformation peuvent être directement comparés lors de cette phase d'analyse.

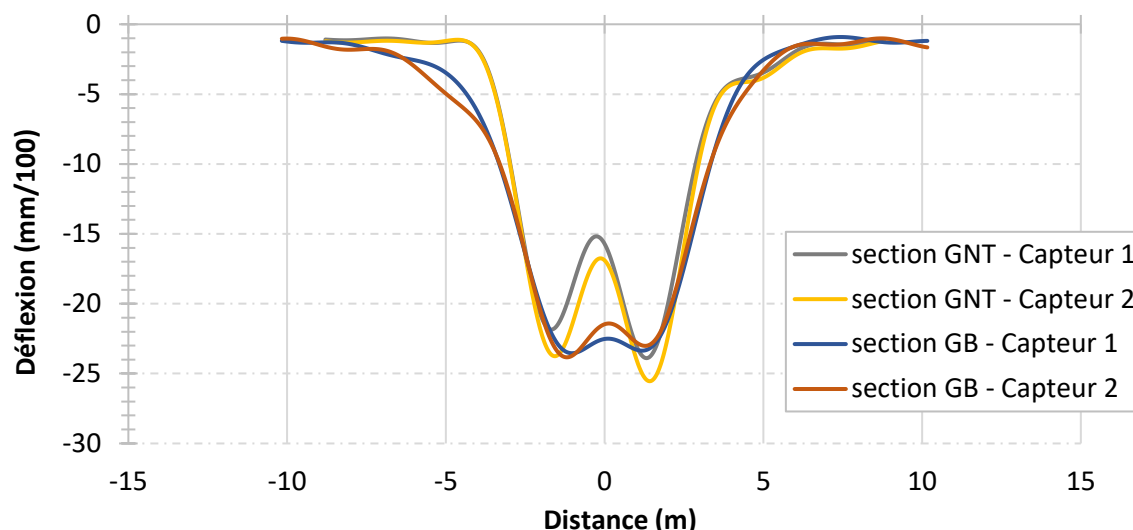


Figure III.29- Comparaison des profils longitudinaux moyens de déflexion pour un passage de train sur les sections granulaire et bitumineuse, pendant la phase de montée en vitesse

La Figure III.29 présente une comparaison entre les signaux moyens des capteurs de déplacement ancrés sur les deux sections granulaire (2) et bitumineuse (4), pour un train circulant à une vitesse de 320 km.h^{-1} . On peut voir que la forme des signaux de déplacement est différente sur la section bitumineuse (courbes bleue et orange) et sur la section granulaire (courbes grise et jaune). La forme du signal de déflexion sur la section bitumineuse est plus lisse, avec uniquement une légère diminution entre les deux pics, par rapport à la section granulaire, où la chute entre les deux pics est plus importante. Le signal plus lisse obtenu avec la sous-couche de GB est probablement dû à la rigidité plus élevée et aux propriétés d'amortissement plus élevées de la couche de GB, conduisant à une meilleure diffusion des contraintes dans la structure.

Les courbes de la Figure III.29 montrent également que chaque paire de capteurs donne des résultats très similaires, confirmant la bonne précision des mesures de déflexion.

III.5.2 Mesures d'accélération

Pour comparer la réponse des deux structures, les Figure III.30 et Figure III.31 présentent respectivement les accélérations minimales et maximales (déterminées à partir du signal moyen) pour les accéléromètres installés entre les rails (Figure III.30) et sous le rail extérieur (Figure III.31).

Les figures mentionnées permettent de comparer le comportement des structures construites avec une sous-couche de GB et de GNT et de conclure sur l'influence de la sous-couche de grave bitume. Les lignes en pointillés représentent les accéléromètres de la section granulaire (2) et les lignes continues celles de la section en grave-bitume (4). Pour tous les capteurs, et pour les accélérations dirigées vers le haut et vers le bas, les accélérations maximales au sommet de la sous-couche de GB4 sont largement inférieures à celles mesurées au sommet de la sous-couche granulaire. La dispersion des mesures d'accélération est également plus faible sur la section avec grave-bitume.

En d'autres termes, les différentes courbes présentées ici permettent de conclure que la présence de la couche de GB dans la structure entraîne une réduction significative (presque d'un facteur deux) des accélérations sous le ballast.

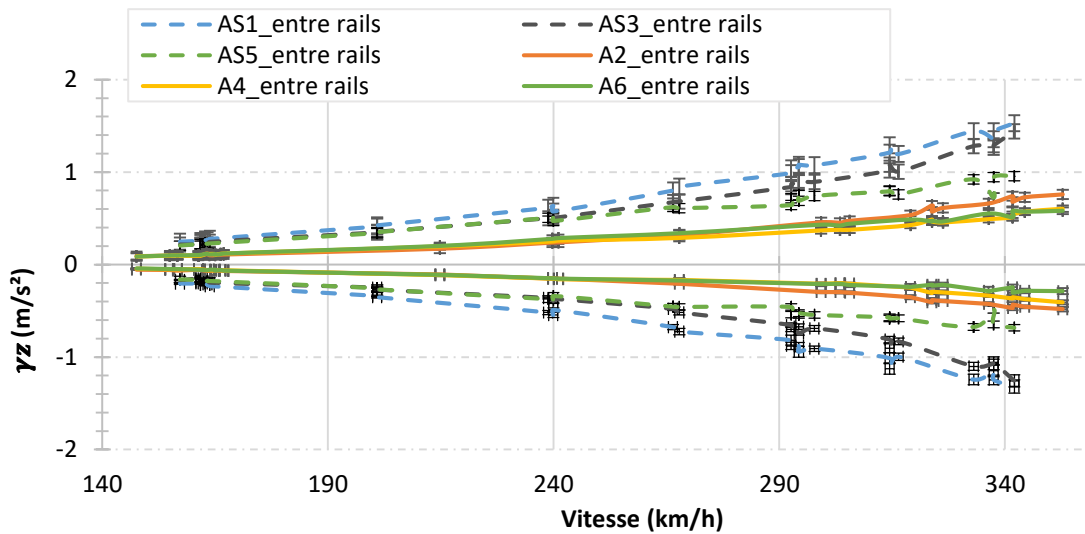


Figure III.30 - Comparaison des valeurs maximales d'accélérations verticales positives et négatives, des passages de train en fonction de la vitesse sur les sections 2 et 4 pendant la phase de montée en vitesse pour les accéléromètres entre les deux rails

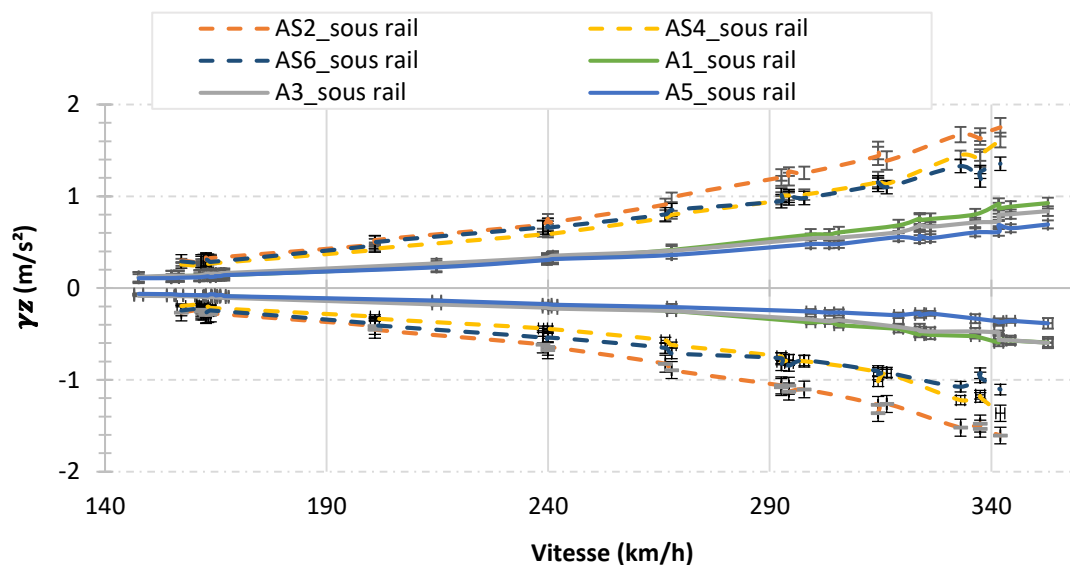


Figure III.31 - Comparaison des valeurs maximales d'accélérations verticales positives et négatives, des passages de train en fonction de la vitesse sur les sections 2 et 4 pendant la phase de montée en vitesse pour les accéléromètres sous l'axe du rail

Pour évaluer la répétabilité et la fiabilité des mesures des accéléromètres, les Tableau III.3 et Tableau III.4 synthétisent les valeurs des accélérations mesurées pour plusieurs passages de trains circulant sur les structures granulaires et bitumineuses à la même vitesse, proche de 320 km.h^{-1} .

Tableau III.3 – Mesures des accéléromètres au sommet de la couche de GNT, sous l'axe du rail et entre les rails, pour les passages de train sur la section 2 à des vitesses proches de 320 km.h⁻¹

Mois	Vitesse (km.h ⁻¹)	Sommet GNT sous rail (m.s ⁻²)			Sommet GNT entre les rails (m.s ⁻²)		
		AS1	AS3	AS5	AS2	AS4	AS6
12/2006	314	1.21	1.02	0.79	1.44	1.15	1.12
1/2017	314	1.29	1.08	0.80	1.50	1.21	1.15
1/2017	316	1.19	1.00	0.76	1.39	1.13	1.10
Moyenne	315	1.23	1.03	0.78	1.44	1.17	1.13
Coefficient de variation (%)	0.36	4.18	3.98	2.72	3.81	3.52	2.42

Tableau III.4 - Mesures des accéléromètres au sommet de la couche de GB, sous l'axe du rail et entre les rails, pour les passages de train sur la section 4 à des vitesses proches de 320 km.h⁻¹

Mois	Vitesse (km.h ⁻¹)	Sommet GB sous rail (m.s ⁻²)			Sommet GB entre les rails (m.s ⁻²)		
		A1	A3	A5	A2	A4	A6
12/2016	319	0.68	0.61	0.55	0.54	0.43	0.49
1/2017	324	0.76	0.68	0.53	0.64	0.49	0.47
1/2017	324	0.74	0.69	0.57	0.57	0.46	0.47
1/2017	326	0.75	0.67	0.54	0.61	0.46	0.47
Moyenne	323	0.73	0.66	0.55	0.59	0.46	0.47
Coefficient de variation (%)	0.93	4.68	5.45	2.71	7.66	5.39	2.13

Pour tous les capteurs, les coefficients de variation des accélérations varient entre 2,1% et 7,6%, malgré les différentes positions du capteur par rapport aux rails, indiquant une bonne répétabilité des différents capteurs. Pour une vitesse de train de 320 km.h⁻¹, le rapport entre les accélérations enregistrées au sommet de l'enrobé et au sommet de la couche de GNT peut être estimé à 60%.

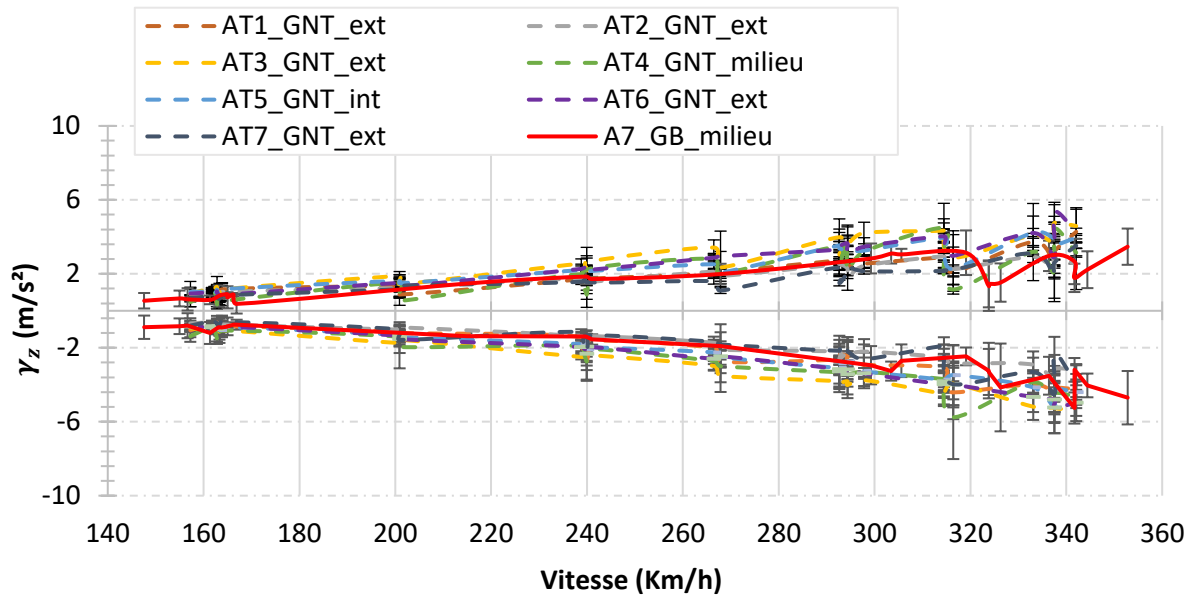


Figure III.32-Comparaison des valeurs maximales d'accélérations verticales positives et négatives, des passages de train en fonction de la vitesse sur les sections 2 et 4 pendant la phase de montée en vitesse pour les accéléromètres sur traverses

La Figure III.32 présente les accélérations mesurées sur les deux sections, au sommet des traverses. A ce niveau, la sous-couche bitumineuse a moins d'influence sur les résultats. En moyenne, sur la section 2 (sous-couche granulaire), les accélérations verticales sont du même ordre de grandeur que celles du capteur "A7", installé sur la section 4 (sous-couche de GB). Sur cette section, un seul accéléromètre a été installé sur la traverse.

III.6 Tableaux récapitulatifs

Les Tableau III.5, Tableau III.6 et Tableau III.7 récapitulent les valeurs maximales et minimales moyennes et les écart-types des déflexions, accélérations et déformations verticales et horizontales pour les deux sens de circulation de train durant la phase de montée en vitesse sur les sections 1, 2 et 4 respectivement, et pour deux vitesses : une vitesse faible $V=160 \text{ km.h}^{-1}$ et une vitesse élevée $V=320 \text{ km.h}^{-1}$. Ces valeurs serviront plus tard pour les comparaisons entre les résultats de la phase de montée en vitesse et la modélisation avec l'outil de calcul ViscoRail.

Tableau III.5 - Valeurs moyennes maximales et minimales de déflexion, d'accélération et de déformations pour une vitesse de train $V=160 \text{ km.h}^{-1}$ et leurs écart-types sur la section 1

Section 1																			
Vitesse		Déflexion (mm/100)		Acc Sommet GB (m.s ⁻²)								Acc Traverse mi (m.s ⁻²)				Jauge V (μdef)	Jauge L (μdef)	Jauge T (μdef)	
				Sens 1				Sens 2				Sens 1		Sens 2					
				entre rails		sous rail		entre rails		sous rail									
		Capteur 1	Capteur 2	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min				Max
V= 160 km.h ⁻¹	Moyenne	35.82	39.44	0.20	-0.13	0.21	-0.13	0.18	-0.11	0.19	-0.12	0.48	-0.99	0.65	-1.0	29.26	2.03	< 2	
	Ecart type	0.55	0.42	0.0047	0.0008	0.0047	0.001	0.03	0.02	0.02	0.02	0.23	0.13			0.83	0.13		

Tableau III.6 - Valeurs moyennes maximales et minimales de déflexion, d'accélération et de déformations pour deux vitesses de train $V=160 \text{ km.h}^{-1}$ et $V=320 \text{ km.h}^{-1}$, et leurs écart-types sur la section 2

Section 2																	
Vitesse		Déflexion (mm/100)		Acc Sommet GNT (m.s ⁻²)								Acc Base GNT (m.s ⁻²)				Jauge V (μdef)	
				Sens 1				Sens 2				Sens 1		Sens 2			
				entre rails		sous rail		entre rails		sous rail		sous rail		sous rail			
		Capteur 1	Capteur 2	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
V= 160 km.h ⁻¹	Moyenne	24.31	26.26	0.29	-0.18	0.23	-0.24	0.30	-0.18	0.24	-0.25	0.17	-0.12	0.18	-0.13	17.26	
	Ecart-type	0.89	0.75	0.02	0.03	0.02	0.04	0.05	0.03	0.03	0.05	0.02	0.02	0.02	0.02	0.73	
V= 320 km.h ⁻¹	Moyenne	23.11	25.06	1.24	-0.84	1.02	-1.07	1.28	-0.83	1.03	-1.07	0.74	-0.57	0.76	-0.57	17.39	
	Ecart-type	1.61	1.12	0.17	0.24	0.22	0.21	0.35	0.28	0.26	0.40	0.20	0.22	0.13	0.14	1.12	

Section 2													
Vitesse		Acc Traverse ($m.s^{-2}$)											
		Sens 1						Sens 2					
		ext trav		mi-trav		int trav		ext trav		mi-trav		int trav	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
$V=160 \text{ km.h}^{-1}$	Moyenne	0.89	-0.82	0.66	-1.14	1.01	-0.91	0.90	-0.90	0.70	-1.11	1.01	-0.95
	Ecart-type	0.19	0.18	0.25	0.29	0.36	0.07	0.21	0.19	0.26	0.37	0.11	0.14
$V=320 \text{ km.h}^{-1}$	Moyenne	2.98	-3.50	2.94	-4.39	3.10	-3.68	3.04	-3.18	1.62	-2.33	4.11	-4.00
	Ecart-type	0.73	0.86	1.69	1.19	0.84	0.18	0.69	0.79	1.38	1.61	0.44	0.13

Tableau III.7 – Valeurs moyennes maximales et minimales de déflexion, d'accélération et de déformations pour deux vitesses de train $V=160 \text{ km.h}^{-1}$ et $V=320 \text{ km.h}^{-1}$, et leurs écart-types sur la section 4

Section 4																		
Vitesse		Déflexion (mm/100)		Acc Sommet GB ($m.s^{-2}$)								Acc Traverse ($m.s^{-2}$)				Jauge V (μdef)	Jauge L (μdef)	Jauge T (μdef)
				Sens 1				Sens 2				Sens 1		Sens 2				
				entre rails		sous rails		entre rails		sous rail								
		Capteur 1	Capteur 2	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min			
V= 160 $km.h^{-1}$	Moyenne	23.37	23.86	0.11	-	0.13	-	0.11	-	0.13	-	0.69	-	0.67	-	11.63	<	< 12.23
	Ecart type	0.58	0.32	0.004	0.01	0.01	0.01	0.004	0.01	0.01	0.01	0.17	0.13	0.17	0.26	2.76		
V= 320 $km.h^{-1}$	Moyenne	23.31	23.25	0.52	-	0.66	-	0.52	-	0.66	-	2.09	-	2.22	-	9.59	<	<
	Ecart type	0.67	0.41	0.08	0.08	0.09	0.11	0.08	0.06	0.09	0.09	0.89	0.60	1.02	0.68	2.65		

III.7 Conclusion

L'acquisition des données a été effectuée avec succès pendant une phase d'essai, la phase de montée en vitesse où un train de test a circulé sur les quatre sections instrumentées de la LGV BPL avec des vitesses jusqu' à 352 km.h^{-1} . Une procédure de traitement de données a été développée en utilisant des programmes Scilab. Ils peuvent être utilisés pour filtrer les mesures des capteurs, calculer les vitesses des trains, tracer les signaux des capteurs, superposer les signaux des bogies du train et déterminer les valeurs minimales et maximales des courbes.

Dans ce chapitre, les évolutions des déflexions, des accélérations et des déformations verticales et horizontales, en fonction de la vitesse des trains, ont été analysées et des comparaisons ont été réalisées pour deux structures de voie différentes : une section classique avec sous-couche granulaire et une section avec une sous-couche en grave bitume. Les niveaux d'accélération sous le ballast, induits par le passage des trains, augmentent lorsque la vitesse augmente pour les deux types de structure. Les valeurs des déformations verticales dans la couche granulaire sont faibles sur toutes les sections et ne dépassent pas $30 \mu def$. Les déformations horizontales à la base de la couche de GB, dans les sections avec sous-couche en grave bitume, sont également très faibles, toujours inférieures à $15 \mu def$. Ces valeurs sont très largement inférieures aux niveaux de déformation conduisant à l'endommagement en fatigue des matériaux bitumineux (typiquement plus de $50 \mu def$),

L'étude a clairement démontré que la présence de la couche de GB dans la structure réduit les niveaux d'accélération sous le ballast qui entraînent sa détérioration, ce qui est bénéfique pour la stabilité de la couche de ballast. Les niveaux de déflexion, en revanche, sont similaires sur les deux sections, mais la sous-couche en grave bitume affecte la forme des courbes de déflexion. Le rôle d'amortissement de la couche de GB est mis en évidence. La fiabilité des mesures a été prouvée en évaluant la répétabilité des mesures des accéléromètres et des capteurs ancrés de déflexion et en comparant les accélérations dérivées des courbes de déflexion avec celles enregistrées sur place par les accéléromètres.

Des tableaux récapitulatifs ont été dressés en vue de réaliser par la suite des comparaisons des résultats expérimentaux de la phase de montée en vitesse avec ceux de la modélisation numérique de la réponse de la voie avec le logiciel ViscoRail.

Chapitre IV Interprétation des mesures de la phase de montée en vitesse à l'aide de ViscoRail

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calage des différents paramètres mécaniques des sections instrumentées de la LGV BPL et à la validation du modèle ViscoRail, présenté dans le Chapitre I de la thèse. Pour cela, les résultats des simulations réalisées avec ViscoRail sont comparés avec les résultats de mesure issus de l'instrumentation des différentes sections expérimentales.

L'étude menée ici s'appuie sur la phase de montée en vitesse, durant laquelle le même train a parcouru la ligne à grande vitesse et est passé sur les 4 sections instrumentées. Les charges appliquées sont donc connues (les caractéristiques du train de test ont été précisées dans le Chapitre III). Des comparaisons précises entre les résultats de calculs et les mesures peuvent donc être réalisées.

Nous étudions en premier la section 2 avec sous-couche granulaire, ensuite la section 4 avec sous-couche bitumineuse ayant un sol argileux similaire à la section 2 et enfin la section 1 avec sous-couche bitumineuse présentant un sol sableux. Les mesures expérimentales analysées durant la phase de test de montée en vitesse (accélérations au sommet et à la base des couches, déflexions de la structure, déformations verticales dans la couche granulaire et déformations horizontales dans la couche bitumineuse) sont utilisées pour les comparaisons effectuées dans ce chapitre. Des comparaisons entre les valeurs maximales et minimales des différentes grandeurs mesurées et calculées, ainsi que des comparaisons des signaux complets sont présentées. Une étude de sensibilité a également été réalisée, pour mettre en évidence l'influence des différents paramètres de modélisation sur la réponse théorique de la voie.

IV.1.1 Paramètres d'entrée de ViscoRail

Dans le logiciel ViscoRail, les structures de la LGV BPL (structure avec sous couche granulaire et structure avec sous couche en GB) sont considérées comme des massifs multicouches. Chaque couche, d'épaisseur e , est composée d'un matériau homogène de masse volumique ρ , de module E pour les couches élastiques et décrit par les paramètres de Huet-Sayegh pour les couches bitumineuses dont le comportement est viscoélastique, et de coefficient de Poisson ν .

Le module d'Young E_r des rails et leur moment d'inertie géométrique de flexion I_r autour de l'axe y sont respectivement fixés à $210\,000\text{ MPa}$ et $3 \times 10^{-5}\text{ m}^4$ en fonction du type de rail posé sur la LGV BPL (UIC 60). La rigidité des ressorts modélisant le contact entre le rail et la surface de la structure est notée k .

Les traverses mises en place sur la LGV BPL sont monoblocs. Notons que ViscoRail a été conçu pour le cas de traverses bi-blocs, modélisées par des surfaces d'appui rectangulaires de dimensions $2a$ et $2b$ suivant x et y et centrées sur les axes des rails. Dans le cas présent, nous approximations l'empreinte des traverses monoblocs par deux rectangles identiques centrés sur les rails, et de surface $S=2a \times 2b=1.2 \times 0.3\text{ m}^2$.

Par ailleurs, la distance inter-rails est prise égale à $D_{rail}=1.5\text{ m}$ et l'entraxe de traverse à $l=0.6\text{ m}$. Le chargement considéré est celui d'un bogie à deux essieux, se déplaçant à vitesse constante V que nous fixons pour chaque calcul. Les essieux sont espacés de $D_{essieu}=3\text{ m}$ et les quatre roues sont représentées par des forces ponctuelles verticales de valeur constante dans le temps $F=80\text{ kN}$, s'exerçant sur les rails (charge totale du bogie égale à 320 kN). Ces charges correspondent à celles des essieux porteurs du train de test (voir Chapitre III)

L'ensemble de ces paramètres constitue les paramètres d'entrée du logiciel de calcul ViscoRail.

Les résultats de calcul seront exploités pour des points situés sous l'axe du rail ($y=0$) et sous l'axe médian entre les rails ($y=0.75\text{ m}$) conformément au positionnement des capteurs sur la voie.

Le profil en coupe du tronçon de voie, situé sur la section 2 avec sous-couche granulaire, a été représenté précédemment sur la Figure II.1 du Chapitre I. Sa structure d'assise est composée de bas en haut :

- du sol,
- d'une couche de forme traitée de 0.35 m d'épaisseur reposant sur une plate-forme en remblai,
- d'une couche sous-ballast en GNT de 0.2 m d'épaisseur,
- et d'une couche de ballast de 0.30 m d'épaisseur.

On suppose que le sol a une épaisseur de 6 m et qu'il repose sur un substratum rigide. Au-delà de 6 m , on suppose que le déplacement de la structure est nul comme préconisé dans le guide de renforcement des chaussées routières.

Tableau IV.1 - Caractéristiques géométriques et mécaniques du modèle de voie à structure classique

	$\rho\text{ (kg.m}^{-3}\text{)}$	$E\text{ (MPa)}$	ν	épaisseur $e\text{ (m)}$
Ballast	1800	<i>inconnu</i>	0.4	0.3
Sous-couche GNT	2400	<i>inconnu</i>	0.4	0.2
Couche de forme	1800	<i>inconnu</i>	0.4	0.35
Sol	1800	<i>inconnu</i>	0.4	6
Substratum rigide	1800	$100 \cdot 10^3$	0.4	∞

Le Tableau IV.1 résume les valeurs des propriétés géométriques et mécaniques de la structure d'assise. Les épaisseurs des couches sont prises égales à celles mises en œuvre sur la section 2. Les couches ont été considérées de même densité (1800 kg.m^{-3}), étant donné que les variations de ce

paramètre, autour de cette valeur moyenne, ont un faible impact sur les résultats de calcul. De la même façon, le coefficient de Poisson a été pris uniformément égal à 0.4. En revanche, les modules d'élasticité des couches, qui ont un rôle de premier ordre sur la réponse mécanique, sont considérés inconnus à ce stade et seront à caler par la suite.

La coupe du modèle de voie de la structure avec sous-couche bitumineuse est également présentée sur la Figure II.1 du Chapitre I. La structure d'assise est ici constituée de quatre couches, comme indiqué dans le Tableau IV.2. Le comportement de la couche viscoélastique de GB4 est modélisé par le modèle de Huet-Sayegh (qui a été décrit dans le Chapitre I), avec les valeurs de paramètres données dans le Tableau IV.3. Ces valeurs sont caractéristiques d'une GB4 standard (matériau normalisé) ; elles ne sont pas issues d'essais de caractérisation sur le matériau mis en œuvre sur la LGV BPL.

Tableau IV.2 - Caractéristiques géométriques et mécaniques du modèle de voie à structure bitumineuse.

	ρ (kg.m ⁻³)	E (MPa)	ν	épaisseur e (m)
Ballast	1800	<i>inconnu</i>	0.4	0.3
Sous-couche GB	1800	<i>Huet – Sayegh</i>	0.4	0.12
Couche de GNT	1800	<i>inconnu</i>	0.4	0.15
Couche de forme	1800	<i>inconnu</i>	0.4	0.35
Sol	1800	<i>inconnu</i>	0.4	6
Substratum rigide	1800	$100 \cdot 10^3$	0.4	∞

Tableau IV.3 - Paramètres de Huet-Sayegh de la GB4

E_∞ (MPa)	E_0 (MPa)	k	h	δ	τ_0 (s)	A_1 (°C ⁻¹)	A_2 (°C ⁻²)
32655	11	0.193	0.592	2.244	18.973	-0.397	0.00195

Les matériaux bitumineux étant thermosensibles, il est important que la température fixée pour les calculs soit proche de la température réelle lors des mesures. La phase de montée en vitesse ayant été réalisée entre novembre 2016 et janvier 2017, les variations de température étaient limitées. La moyenne des températures entre le haut et le bas de la couche de GB a été calculée. Celle-ci a varié entre 2 et 10 °C. La température moyenne entre novembre 2016 et janvier 2017 dans la GB est $\theta_{GB} = 7$ °C. C'est cette température qui a été utilisée pour les calculs au niveau de la sous-couche en GB.

En résumé, les paramètres à caler par la suite pour retrouver les mesures des différents sites sont la raideur du contact rail/ballast k , et les modules d'élasticité des différentes couches E_{ballast} , E_{GNT} , E_{CF} , E_{sol} .

IV.2 Calage de jeux de données de référence pour les sections instrumentées de la LGV BPL

IV.2.1 Introduction

Dans cette partie, nous nous intéressons à la détermination des paramètres de calage (k , E_{ballast} , E_{GNT} , E_{CF} , E_{sol}) caractéristiques des sections 2, 4 et 1 de la LGV BPL sur la base des mesures de terrain. Les caractéristiques des matériaux (grave bitume, GNT et sol traité) étant très similaires sur l'ensemble de la voie, un jeu de données (JDD) unique, conduisant à des résultats de calcul ViscoRail assez voisins de l'ensemble des mesures recueillies (pour les différents capteurs et vitesses de passage), pour les 3 sections, a d'abord été recherché. Une étude de sensibilité a ensuite été effectuée, pour évaluer l'effet des divers paramètres de calage, au voisinage de ce jeu de données initial. Celle-ci a permis de quantifier l'incidence de ces paramètres sur la réponse dynamique de la structure.

IV.2.2 Calage du jeu de données (JDD) de ViscoRail pour les sections instrumentées de la ligne BPL

IV.2.2.1 Sections 2 et 4

Vu que l'on ne dispose pas de mesures in situ des caractéristiques mécaniques des matériaux des différentes couches de la structure ferroviaire, les données manquantes pour la modélisation de la voie ont été complétées comme suit. Dans un premier temps, nous avons choisi de partir des valeurs des modules des différentes couches utilisées pour le pré-dimensionnement de la voie (Tableau IV.4) (Ben Fredj et al., 2014) afin de définir les caractéristiques des structures d'assise des sections 2 (granulaire) et 4 (bitumineuse), permettant de reproduire les mesures réelles enregistrées par les capteurs mis en place sur la voie. Deux simulations avec ViscoRail ont été réalisées pour le JDD de pré-dimensionnement, pour deux vitesses de passage, $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$ et $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$; un calcul a été réalisé pour la section granulaire et le deuxième pour la section bitumineuse, en insérant la couche de GB de 12 cm sous le ballast. Pour ces calculs, la raideur des semelles a été prise égale à $k = 50 \text{ MN.m}^{-1}$. De plus, les comparaisons entre mesures et modélisations ont été limitées aux valeurs maximales et minimales des signaux filtrés de déflexion, d'accélération verticales et de déformations verticales mesurées dans la GNT. Avec ces hypothèses, les résultats de calcul étaient loin de la solution expérimentale. Les valeurs mesurées et calculées pour la section avec sous couche en GNT sont résumées dans le Tableau IV.5. On voit en particulier que les accélérations sur les traverses et au sommet de la GNT ne sont pas correctement modélisées.

Tableau IV.4 - Caractéristiques mécaniques de pré-dimensionnement des matériaux

	$E \text{ (MPa)}$	ν	$e \text{ (m)}$
Ballast	200	0.4	0.3
Sous-couche GNT	240(3x E_{sol})	0.35	0.2
Couche de forme	240	0.35	0.35
Sol	80	0.35	∞

Tableau IV.5 - Comparaison des déflexions et accélérations mesurées et calculées pour la section 2 avec sous-couche granulaire, pour deux vitesses ($V=160 \text{ km.h}^{-1}$ et $V=320 \text{ km.h}^{-1}$)

	V=160 km/h		V=320 km/h	
	Mesures expérimentales	Calcul	Mesures expérimentales	Calcul
Déflexion U_z (mm/100)	25	81	25	94
Accélération traverse* (m/s^2)	1.00	1.24	3.00	5.46
Accélération sommet GNT mi-rails* (m/s^2)	0.29	0.75	1.28	3.39
Accélération sommet GNT sous rails* (m/s^2)	0.23	0.88	1.03	3.89
Accélération base GNT* (m/s^2)	0.18	0.75	0.76	3.40
Déformation verticale GNT (μdef)	17	125	17	122

Les premiers calculs n'ayant pas donné de résultats satisfaisants, le calage du modèle a été poursuivi en balayant les plages de valeurs suivantes de modules et de raideur des semelles sous rail :

- $E_{ballast}$ entre 150 et 600 MPa
- E_{GNT} entre 200 et 1000 MPa
- E_{CF} entre 400 et 5000 MPa
- E_{sol} entre 80 et 200 MPa.
- k entre 50 et 150 MN.m^{-1} .

En premier lieu, on a cherché à caler un JDD pour la section granulaire, permettant de satisfaire les mesures pour toute vitesse de circulation. Dans la logique où le matériau granulaire mis en place sur la LGV BPL est identique sur toutes les sections et en admettant que le sol des sections 2 et 4 est quasi-semblable en termes de caractéristiques, nous avons cherché, dans un second temps, à caler les deux structures pour toutes les vitesses sur un même JDD ; le JDD considéré pour la section granulaire servira comme données d'entrée pour la modélisation de la section 4 bitumineuse en insérant simplement une couche de GB4 sous le ballast. Ceci permet d'imposer plus de contraintes sur la solution recherchée. Comme indiqué précédemment, la couche viscoélastique est modélisée avec les paramètres du modèle de Huet-Sayegh, invariants avec les simulations.

En guise de conclusion, un grand nombre de calculs ViscoRail a été effectué pour différentes combinaisons de paramètres pour les deux structures granulaire (section 2) et bitumineuse (section 4) pour chacune des deux vitesses $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$ et $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$. Le JDD suivant donne les meilleurs résultats pour les deux vitesses et les deux structures. C'est donc celui qui est retenu pour la suite.

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ballast} = 250 \text{ MPa} \\ E_{GNT} = 860 \text{ MPa} \\ E_{CF} = 2750 \text{ MPa} \\ E_{sol} = 160 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

La rigidité du contact rail/ballast k est trouvée égale à 100 MN.m^{-1} .

Le Tableau IV.6 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure avec sous couche granulaire et le Tableau IV.7 celles de la structure avec sous couche en GB.

Tableau IV.6 – Jeu de données de la structure 2 granulaire

	ρ (kg.m ⁻³)	E (MPa)	ν	e (m)
Ballast	1800	250	0.4	0.3
Sous-couche GNT	1800	860	0.4	0.2
Couche de forme	1800	2750	0.4	0.35
Sol	1800	160	0.4	6
Substratum	1800	100.10 ³	0.4	∞

Tableau IV.7 – Jeu de données de la structure 4 bitumineuse

	ρ (kg.m ⁻³)	E (MPa)	ν	e (m)
Ballast	1800	250	0.4	0.3
Sous-couche GB	1800	HS	0.4	0.12
Couche de GNT	1800	860	0.4	0.15
Couche de forme	1800	2750	0.4	0.35
Sol	1800	160	0.4	6
Substratum	1800	100.10 ³	0.4	∞

Le module de la couche de forme est très élevé (2750 MPa). Il est important de préciser que cette couche est constituée d'un sol traité avec de la chaux et du ciment, ce qui explique cette forte rigidité. Une étude réalisée en laboratoire par (Preteseille & Lenoir, 2015; Preteseille, Lenoir, Genesseeux, & Hornych, 2014) sur différents types de sols rencontrés sur la LGV BPL et sur leur traitement indiquait des valeurs de rigidité mesurées en laboratoire comprises entre 4200 et 5700 MPa, comme expliqué au Chapitre I. La valeur de 2750 MPa obtenue est donc tout à fait pertinente.

Le module de la GNT dépend du module des couches inférieures. Plus celui-ci est élevé, plus le module de la GNT sera important. Lors du pré-dimensionnement, une valeur de module de sol de 80MPa avait été prise en compte, car la présence d'une couche de forme traitée n'avait pas été envisagée à ce stade. Par ailleurs, les propriétés mécaniques des matériaux, retenues pour le dimensionnement de la structure, sont conformes au (*Guide technique, Conception et dimensionnement des structures de chaussées, Setra-LCPC*, 1994) ainsi qu'au guide de construction des chaussées (SETRA, 2003) pour la plateforme et la GNT de réglage. Pour la GNT, la valeur de module a donc été fixée en utilisant les règles de dimensionnement des chaussées routières, qui définissent une valeur de module de GNT proportionnelle à celle du sol (ici $E_{GNT}=3 \times E_{sol}$ pour une GNT de performances élevées), ce qui a conduit à une valeur de module de GNT de 240 MPa. Etant donné que le sol naturel a été surmonté d'une couche de forme traitée, il ne paraît pas surprenant d'obtenir une valeur de module de GNT beaucoup plus élevée, égale à 860 MPa.

Par ailleurs, selon (Fortunato, 2005), le module d'élasticité du ballast varie entre 120 et 630 MPa, en fonction de sa qualité.

La comparaison entre les valeurs mesurées et calculées pour ce JDD, pour les deux vitesses considérées, est présentée dans le Tableau IV.8 pour la section 2 et dans le Tableau IV.9 pour la section 4. On constate un bon accord d'ensemble pour les deux sections. Les paramètres obtenus pour les différentes couches semblent donc tout à fait pertinents.

Tableau IV.8 – Comparaison entre mesures expérimentales et résultats de calcul obtenus avec le JDD pour la section 2

	V=160 km/h		V=320 km/h	
	Mesures expérimentales	Calcul avec JDD	Mesures expérimentales	Calcul avec JDD
Déflexion U_z (mm/100)	25	25	25	26
Accélération traverse* (m/s^2)	1.00	0.87	3.00	2.5
Accélération sommet GNT mi-rails* (m/s^2)	0.29	0.25	1.28	0.92
Accélération sommet GNT sous rails* (m/s^2)	0.23	0.22	1.03	1.05
Accélération base GNT* (m/s^2)	0.18	0.21	0.78	0.9
Déformation verticale GNT (μdef)	17	23	17	23

*valeurs des accélérations dirigées vers le haut

Tableau IV.9 - Comparaison entre mesures expérimentales et résultats de calcul obtenus avec le JDD pour la section 4

	V=160 km/h		V=320 km/h	
	Mesures expérimentales	Calcul avec JDD	Mesures expérimentales	Calcul avec JDD
Déflexion (mm/100)	23	23	23	23
Accélération traverse* (m/s^2)	0.7	0.57	2.2	2.3
Accélération sommet GB mi-rails* (m/s^2)	0.11	0.17	0.5	0.7
Accélération sommet GB sous rails* (m/s^2)	0.13	0.18	0.7	0.75
Déformation verticale GNT (μdef)	12	23	10	23

IV.2.2.2 Section 1

En dernier lieu, il reste à estimer les modules des couches de la structure avec sous couche bitumineuse de la section 1. A noter que les passages des TGV enregistrés pendant la phase de montée en vitesse sur cette section correspondent uniquement à une vitesse de passage de $160 km.h^{-1}$.

La structure de la section 1 est identique à celle de la section 4. La seule différence entre ces deux sections est le type de sol. En effet, lors de la réalisation des forages il a été observé que le sol de la section 1 est composé de sable fin et il a été observé des venues d'eau à 4.5 m de profondeur. Le sol de la section 4 est constitué d'argile jaunâtre et il n'a pas été observé d'eau.

Etant donné la similarité entre les deux sections, les différents paramètres mécaniques obtenus pour la section 4 ont été conservés pour la section 1, à l'exception du module du sol, qui a été calé à 80 MPa. Le Tableau IV.10 présente les caractéristiques mécaniques de la structure 1 bitumineuse ainsi obtenues. La comparaison entre les valeurs mesurées et calculées est présentée dans le Tableau IV.11. Pour cette section également, on obtient un bon accord entre les mesures expérimentales et la modélisation.

Tableau IV.10 – Jeu de données de la structure 1 bitumineuse

	ρ (kg.m ⁻³)	E (MPa)	ν	e (m)
Ballast	1800	250	0.4	0.3
Sous-couche GB	1800	HS	0.4	0.12
Couche de GNT	1800	860	0.4	0.15
Couche de forme	1800	2750	0.4	0.35
Sol	1800	80	0.4	6
Substratum	1800	100.10 ³	0.4	∞

Tableau IV.11 – Comparaison entre mesures expérimentales et résultats de calcul obtenus avec le JDD de la section 1

	Mesures expérimentales	Calcul avec JDD
Déflexion (mm/100)	40	40
Accélération traverse (m/s ²)	0.65	0.51
Accélération sommet GB mi-rails (m/s ²)	0.20	0.21
Accélération sommet GB sous rails (m/s ²)	0.21	0.22
Déformation verticale (μ def)	29	23

IV.2.3 Etude de sensibilité

Afin de mieux mettre en évidence l'influence des différents paramètres de modélisation sur les résultats théoriques, une étude de sensibilité a été réalisée, en faisant varier les paramètres du modèle au voisinage du JDD. Pour cela, de faibles variations ont été appliquées, tour à tour, aux paramètres suivants : $E_{ballast}$, E_{GNT} , E_{CF} , E_{sol} , k , et a (demi – largeur des traverses).

IV.2.3.1 Section 2

De nouveaux calculs ont été réalisés en faisant varier un à un chacun des paramètres. L'écart (exprimé en valeur relative) entraîné par les variations des paramètres de calcul sur les valeurs maximales de déflexion, d'accélération sur traverse, au sommet de la couche de GNT (sous un rail et au milieu des 2 rails), à la base de la couche de GNT et sur la déformation verticale dans la couche granulaire (ε_z) a été calculé. Afin de mieux distinguer l'effet relatif de chaque paramètre sur les différents champs mécaniques et dynamiques, leurs variations sont récapitulées dans le Tableau IV.12 et le Tableau IV.13 pour les vitesses $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$ et $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$, respectivement.

Tableau IV.12 – Matrice de sensibilité des paramètres de la section 2 sur les champs mécaniques pour $V=160 \text{ km.h}^{-1}$

Exemple de lecture du tableau : $\frac{\Delta \text{déflexion}}{\text{déflexion (JDD)}} = -0.81 \frac{\Delta E_{sol}}{E_{sol}(JDD)}$

Nature de la mesure m	$E_{ballast}$	E_{GNT}	E_{CF}	E_{sol}	k	$2a$
Déflexion	-0.02	-0.005	-0.05	-0.81	-0.26	0.01
Accélération traverse	-0.17	0.67	0.41	0.47	0.59	-0.88
Accélération sommet GNT	0.16	0.22	-0.04	-0.33	0.16	0.51
mi- rails						
Accélération sommet GNT	0.23	0.22	0.04	0.05	0.27	-0.35
sous rails						
Accélération base GNT	0.16	0.26	-0.07	-0.1	0.17	-0.19
Déformation verticale GNT	0.28	-0.76	0.05	0.61	0.40	-1.64

Tableau IV.13 – Matrice de sensibilité des paramètres de la section 2 sur les champs mécaniques pour $V= 320 \text{ km.h}^{-1}$

Nature de la mesure m	$E_{ballast}$	E_{GNT}	E_{CF}	E_{sol}	k	$2a$
Déflexion	-0.02	-0.01	-0.04	-0.91	-0.28	0.19
Accélération traverse	-0.22	0.67	0.41	0.46	0.60	-0.84
Accélération sommet GNT	0.15	0.21	-0.05	-0.36	0.15	0.58
mi- rails						
Accélération sommet GNT	0.22	0.21	0.03	0.01	0.25	-0.27
sous rails						
Accélération base GNT	0.15	0.24	-0.08	-0.14	0.16	-0.10
Déformation verticale GNT	0.27	-0.78	0.06	0.69	0.43	-1.75

En se bornant aux coefficients d'influence les plus élevés, on constate pour les deux vitesses que :

- Pour la déflexion de la structure, le module du sol est de loin le paramètre le plus influant. L'augmentation de E_{sol} entraîne une diminution de la déflexion.
- Pour la déformation verticale (ε_z) dans la GNT, le module de cette couche est le paramètre le plus influant, mais la surface des blochets et le module du sol jouent également un rôle significatif.
- Pour les accélérations sur traverses, celles-ci sont surtout impactées par le module du ballast, la raideur k du contact rail/ballast et la surface du blochet.
- Les accélérations verticales dans la couche granulaire sont décroissantes en fonction des modules des différentes couches de la structure et augmentent avec la raideur k .

IV.2.3.2 Section 4

Une étude paramétrique a également été menée sur les paramètres de calcul de la section bitumineuse pour $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$. La matrice des dérivées partielles montrant l'influence des paramètres E_{sc} , k et $2a$ sur les valeurs des champs mécaniques a été calculée. Le Tableau IV.14 récapitule les variations de la réponse dynamique de la structure bitumineuse vis-à-vis des variations des modules à $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$.

Tableau IV.14 — Matrice de sensibilité des paramètres de la section 4 sur les champs mécaniques pour $V=320 \text{ km.h}^{-1}$

	$E_{ballast}$	E_{GNT}	E_{CF}	E_{sol}	k	$2a$
Accélération traverse	-0.76	-0.08	-0.08	-0.10	0.61	-0.80
Accélération sommet GB sous rails	-0.05	-0.27	-0.30	-0.32	0.33	-0.25
Accélération sommet GB mi- rails	-0.04	-0.08	-0.31	-0.36	0.29	0.33
Déflexion	-0.02	-0.13	-0.11	-0.85	0.01	0.02
Déformation verticale GNT	-0.03	-20.48	-0.22	0.05	0.22	-1.01

Comme attendu, le module de rigidité du sol a la plus forte influence sur la valeur de la déflexion de la structure. Le module de la couche de GNT, mise en place sous la couche bitumineuse, entraîne la plus forte variation de la déformation verticale de la couche. Les modules du sol et de la couche de forme traitée influent sur les accélérations verticales au sommet de la couche de GB $\{\gamma_z\}_{sommet\ GB}^{haut}$. En effet, le fait de rigidifier la structure d'assise conduit à une réduction des accélérations.

IV.2.3.3 Section 1

Enfin, la matrice de sensibilité, traduisant l'effet des paramètres de modélisation sur les différents champs mécaniques et dynamiques de la structure 1, est donnée dans le Tableau IV.15, pour une vitesse $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$. On remarque bien la similitude entre les matrices de sensibilité des sections bitumineuses 1 et 4.

Tableau IV.15 – Matrice d'influence des paramètres de la section 1 sur les champs mécaniques pour $V=160 \text{ km.h}^{-1}$

	$\Delta E_{ballast}$	ΔE_{GNT}	ΔE_{CF}	ΔE_{sol}	Δk
Accélération traverse	-0.66	-0.09	-0.11	-0.10	0.57
Accélération sommet GB mi- rails	-0.05	-0.26	-0.32	-0.27	0.30
Accélération sommet GB mi- rails	-0.05	-0.07	-0.33	-0.29	0.26
Déflexion	-0.02	-0.11	-0.13	-0.76	0.01
Déformation verticale GNT	-0.02	-0.72	-0.30	0.03	0.22

IV.3 Confrontation entre les mesures in-situ de BPL et les calculs ViscoRail basés sur les paramètres de référence

Afin de modéliser les données de mesures issues des sections 2 et 4, des simulations ViscoRail ont été réalisées pour quatre vitesses de circulations différentes : $V = 160, 240, 320$ et 350 km.h^{-1} . Les profils longitudinaux peuvent être calculés avec ViscoRail pour différents instants, correspondant aux positions x_F suivantes des deux essieux du bogie, qui occupent des positions relatives identiques par

rapport à la trame de voie : au centre de traverses : $x_F = \{0; 3\} m$, sur le bord gauche de traverses : $x_F = \{0.15; 3.15\} m$, au milieu entre les traverses : $x_F = \{0.3; 3.3\} m$ et sur le bord droit de traverses : $x_F = \{0.45; 3.45\} m$.

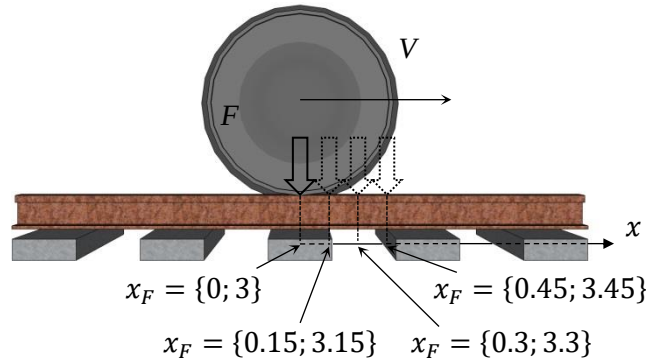


Figure IV.1 - Positions de charges considérées (x_F) (Martin, 2014).

Pour chacune des vitesses, on a comparé les valeurs maximales des profils temporels des champs mécaniques mesurés et calculés, sous l'axe d'un rail au droit d'un blochet et entre traverses. On a choisi ces positions pour reproduire au mieux les mesures des capteurs mis en place sur la voie, surtout celles des accéléromètres, étant donné que leurs positions exactes par rapport aux traverses sont inconnues (ils ont été installés avant la mise en place des traverses). En raison de cette incertitude sur la position des capteurs, on pourra avoir de légères différences entre mesures et calculs, puisque la comparaison ne s'effectue pas exactement au même point d'observation. Pour cette raison, des comparaisons entre les signaux complets issus des mesures et des calculs seront également effectuées.

Pour la section 1, les simulations ViscoRail ont été réalisées uniquement pour une vitesse de circulation de $160 km.h^{-1}$ (seule vitesse enregistrée lors des phases de montée en vitesse).

Avant de présenter en détail les résultats des simulations, il est important de mentionner que pour l'ensemble des calculs effectués, on n'a obtenu aucune contrainte en traction suivant la direction verticale ($\sigma_{zz} < 0, \forall x$) aux profondeurs $z = 0.15 m$ et $0.25 m$ dans la couche de ballast, d'une épaisseur $0.30 m$. Ceci montre que nos calculs ne peuvent justifier de mécanismes de déplacements de grains par « envol » stricto sensu du ballast.

IV.3.1 Modélisation de la Section 2

Pour la section 2, avec sous couche granulaire, les valeurs utilisées pour les comparaisons avec ViscoRail sont les valeurs maximales des profils spatiaux des accélérations verticales, déflexion, et déformations verticales obtenues par la mesure pendant la phase de montée en vitesse pour les différents passages de TGV dans le sens 1 pour les quatre vitesses $V = 160, 240, 320$ et $350 km.h^{-1}$.

On commence d'abord par confronter les profils temporels de déflexion calculés avec le logiciel pour $V = 160$ et $320 km.h^{-1}$ avec les profils moyens des bogies porteurs (d'un TGV traversant la

section de BPL) superposés par la méthode de « cumul des bogies porteurs », décrite dans le chapitre précédent, et cela pour les deux capteurs ancrés de déflexion. La Figure IV.2 compare le signal de déflexion du calcul ViscoRail et ceux des mesures des deux capteurs, pour 2 passages de TGV en Janvier 2017, à $V = 160$ et 320 km.h^{-1} , respectivement. On peut voir que le signal de déflexion pour un bogie est bien reproduit qualitativement et quantitativement avec l'outil de calcul, quelle que soit la vitesse du train.

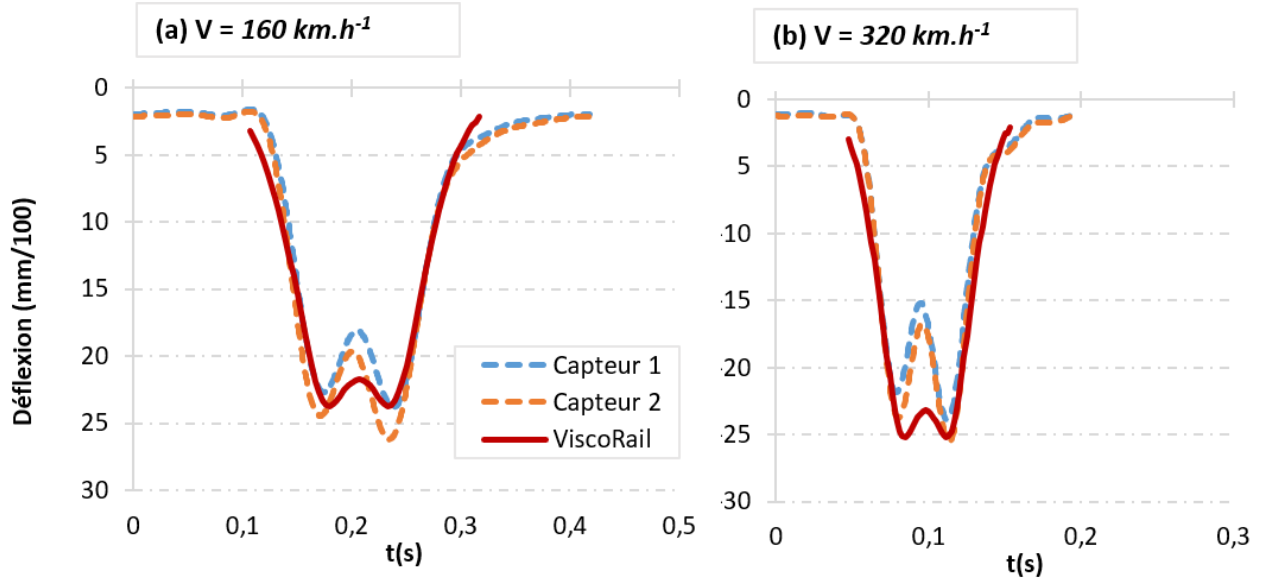


Figure IV.2 - Comparaison entre les profils de déflexion des deux capteurs ancrés et les profils calculés avec ViscoRail pour des passages de TGV à $V = 160 \text{ km/h}$ (a) et $V = 320 \text{ km/h}$ (b).

Pour étendre la comparaison à d'autres vitesses, la Figure IV.3 montre les valeurs maximales de déflexion obtenues avec ViscoRail pour les 4 vitesses de passage et pour les deux positions de roue, sous traverse et entre deux traverses. Les résultats montrent qu'il n'y a pas d'évolution des déflexions avec la vitesse, et que le modèle reproduit bien les déflexions mesurées, pour les 4 vitesses.

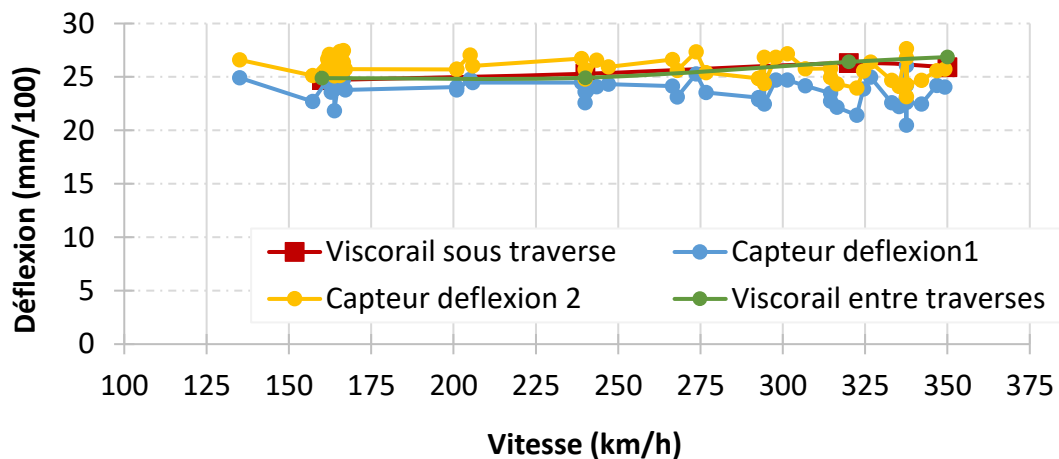


Figure IV.3 – Comparaison des valeurs maximales de déflexion calculées avec ViscoRail, pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$, et les mesures des capteurs de la section granulaire.

Concernant les déformations verticales à la base de la couche de GNT, les résultats du calcul sont montrés sur la Figure IV.4, pour les quatre vitesses considérées. Les calculs ViscoRail ont été réalisés

pour deux positions : sous une traverse et entre deux traverses. Ici, les déformations verticales calculées sont légèrement plus grandes que les valeurs mesurées par la jauge J2 qui donne les déformations les plus élevées. Toutefois, cet écart n'est pas très significatif, car les déformations verticales mesurées sont très faibles (inférieures à 20 μdef). On atteint ici la limite de mesure des capteurs.

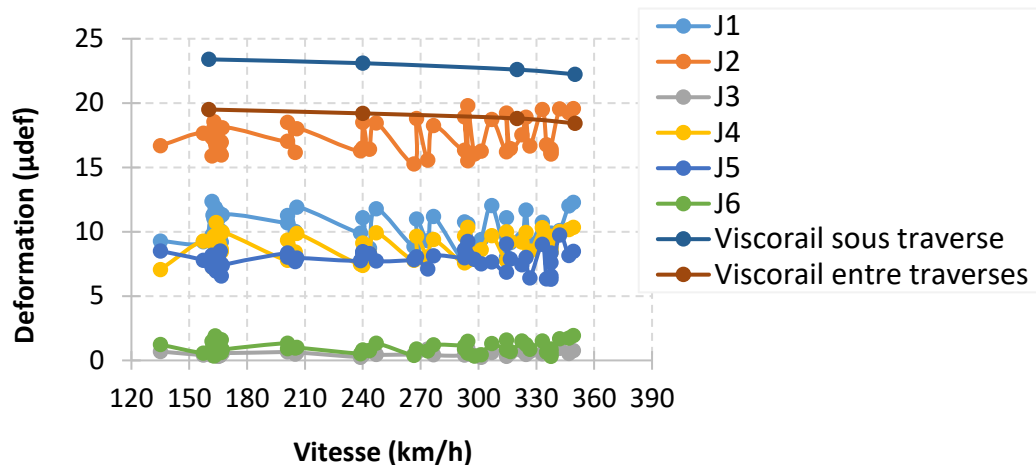


Figure IV.4 – Comparaison des valeurs maximales de déformations des jauges verticales installées dans la couche de GNT de la section 2 et de celles calculées avec ViscoRail, pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$

Pour les accélérations verticales, les signaux moyens des passages des TGV sur la LGV BPL, pour tous les accéléromètres mis en place au sommet de la couche granulaire de la section 2 sont comparés avec les signaux calculés sous le ballast avec ViscoRail sur la Figure IV.5. Cette figure montre une comparaison entre les signaux moyens des accéléromètres AS2, AS4 et AS6 situés sous l'axe du rail (graphes (a)-(c)), et des accéléromètres AS1, AS3 et AS5 situés entre les rails (graphes (b)-(d)), et les signaux calculés avec ViscoRail pour ces mêmes positions, pour 2 passages de TGV en Janvier 2017, à $V = 160$ et 320 km.h^{-1} . Les courbes en pointillés désignent les courbes moyennes des mesures, alors que la courbe rouge représente les résultats de calcul. On observe que le logiciel reproduit bien la forme des signaux de mesures des accélérations verticales, avec des pics dirigés vers le haut et vers le bas, mais sous-estime un peu les accélérations maximales mesurées, en particulier celles dirigées vers le bas (négatives).

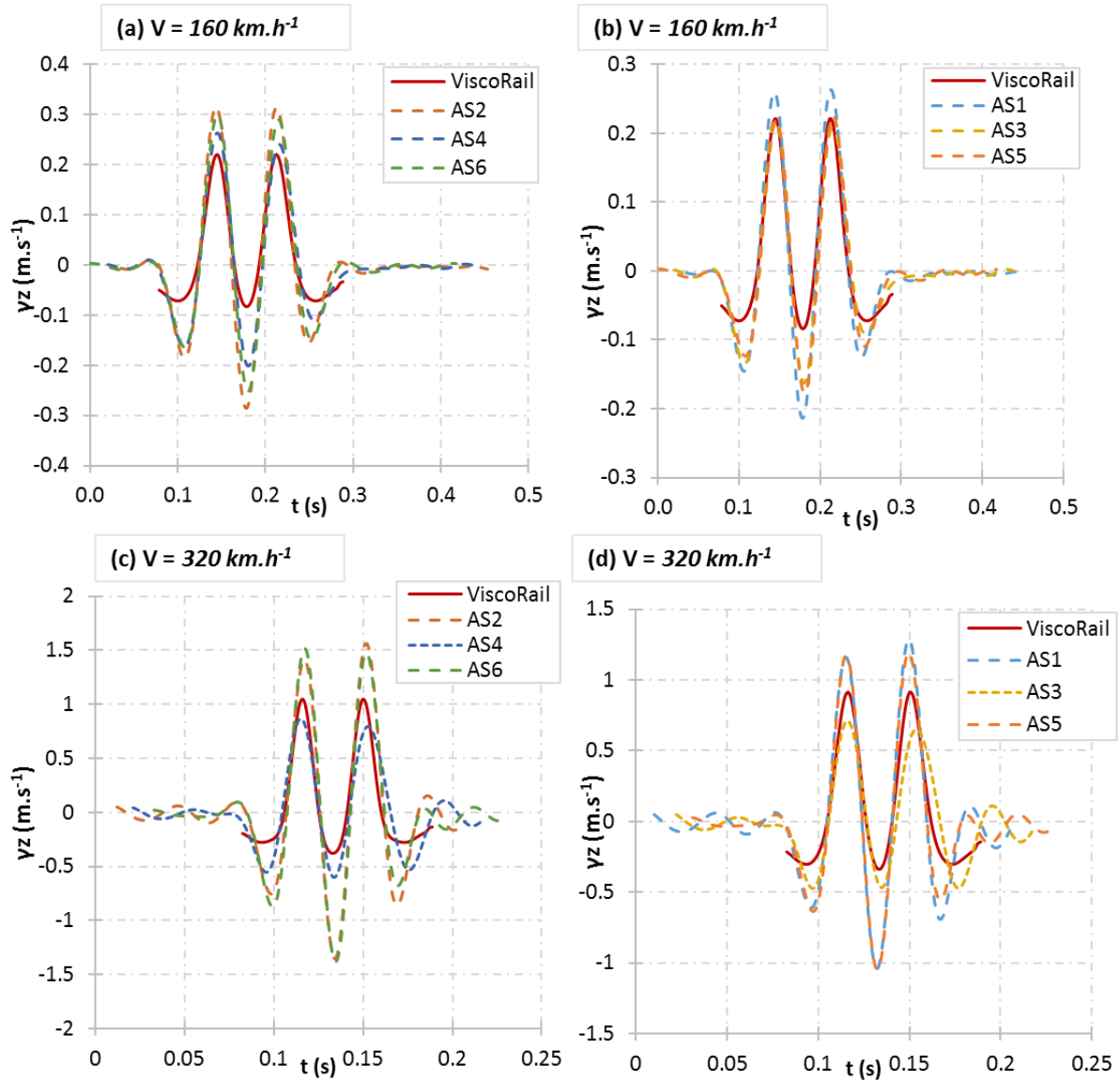


Figure IV.5 - Comparaison des profils d'accélération verticale mesurés (a) sous l'axe du rail à $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$, (b) entre les rails à $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$, (c) sous l'axe du rail à $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$, (d) entre les rails à $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$ et des profils calculés avec ViscoRail (courbe rouge), au sommet de la couche granulaire.

La Figure IV.6 compare les accélérations mesurées et calculées pour toutes les vitesses, sous l'axe d'un rail et au sommet de la couche de GNT ($\{x; y; z\} = \{0; 0; 0.3\}$) (a) et également à mi-distance entre les deux rails au sommet de la couche granulaire ($\{x; y; z\} = \{0; 0.75; 0.3\}$) (b). A noter que deux valeurs maximales sont retenues des signaux d'accélérations, celles dirigées vers le bas (négatives, $\{\gamma_z\}_{\text{sommet GNT}}^{\text{bas}}$) et celles dirigées vers le haut (positives, $\{\gamma_z\}_{\text{sommet GNT}}^{\text{haut}}$).

On constate sur la Figure IV.6 que :

- les courbes d'accélérations, vers le bas et vers le haut calculées avec ViscoRail pour les deux positions des charges $x_F = 0$ et $x_F = 0.3 \text{ m}$ sont très voisines.
- les résultats de ViscoRail, calculés pour les vitesses $V = 160, 240, 320$ et 350 km.h^{-1} reproduisent très bien l'évolution des accélérations avec la vitesse.

- ViscoRail reproduit très bien les accélérations positives (vers le haut), et sous-estime un peu les accélérations négatives (vers le bas).

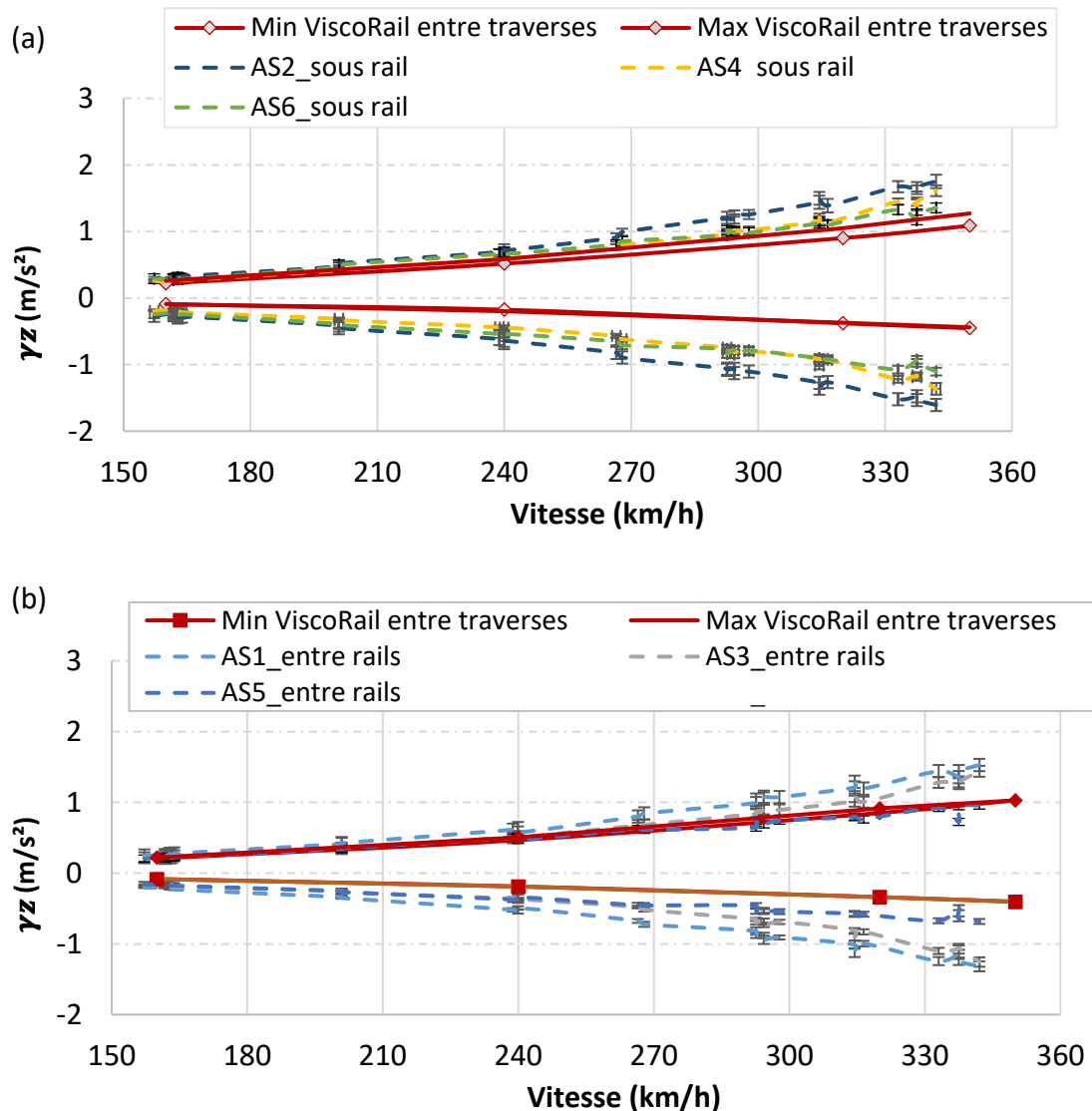


Figure IV.6 – Comparaison des valeurs maximales d'accélérations mesurées au sommet de la couche de GNT sous l'axe d'un rail (a) et entre les deux rails (b) de la section 2 et de celles calculées avec ViscoRail pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$

En ce qui concerne les accélérations à la base de la couche de GNT, les accéléromètres sont placés sous l'axe du rail à cette profondeur. Pour cette raison, la Figure IV.7 compare les accélérations issues de la modélisation de la section avec ViscoRail, pour $\{x; y; z\} = \{0; 0; 0.45\}$ et pour les deux instants t1 et t3, avec les mesures des trois accéléromètres AF1, AF2 et AF3 (en pointillés). On voit que ViscoRail prédit bien les accélérations mesurées à la base de la couche de GNT, et leur évolution avec la vitesse.

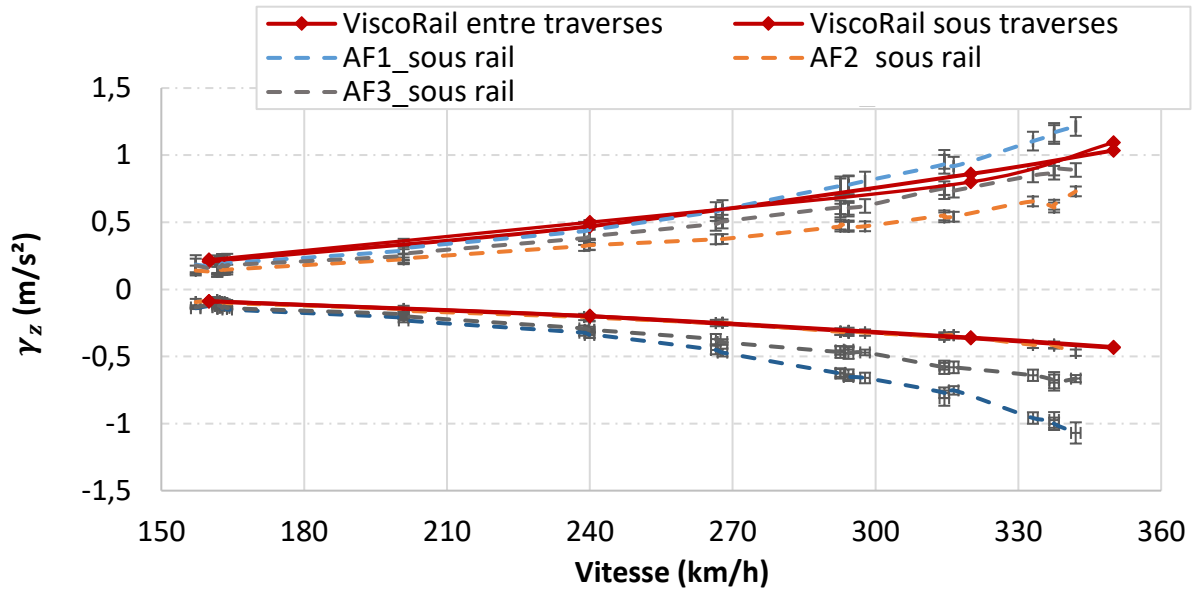


Figure IV.7 – Comparaison des valeurs maximales d'accélération mesurées à la base de la couche de GNT, sous l'axe d'un rail de la section 2, et de celles calculées avec ViscoRail, pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$

La Figure IV.8 présente une comparaison des valeurs maximales et minimales des accélérations calculées et mesurées sur les traverses de la section 2. On voit que les accélérations mesurées sur les traverses sont plus dispersées que celle mesurées dans la sous-couche en GNT. Les ordres de grandeur des accélérations calculées sont acceptables, compte tenu de cette dispersion.

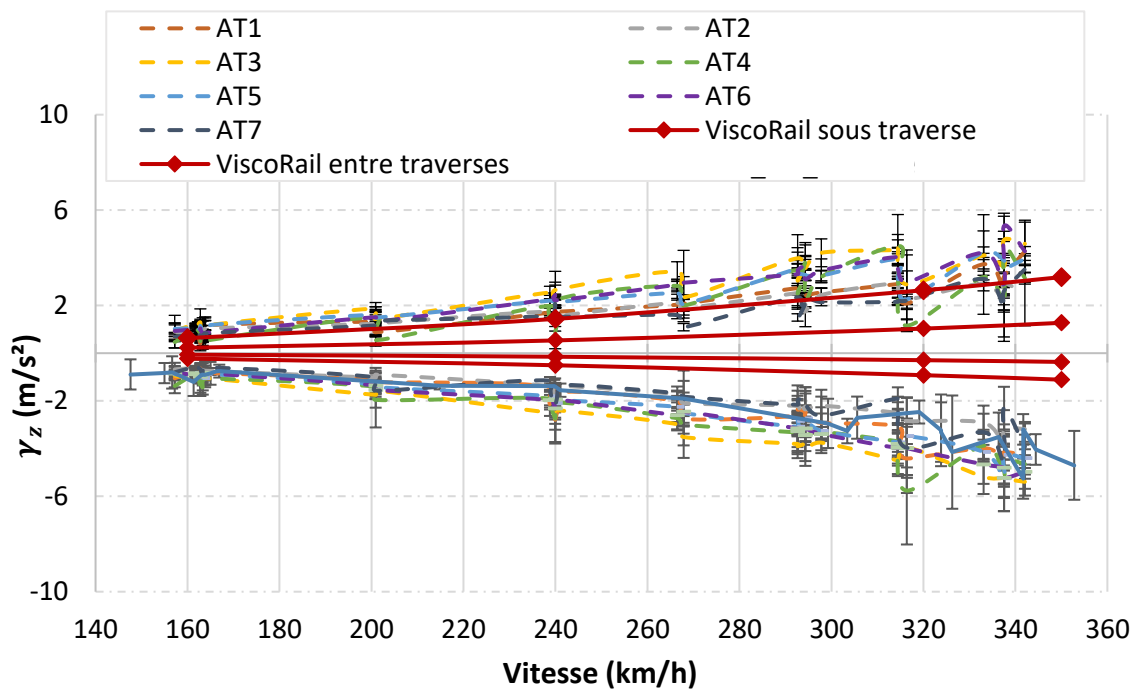


Figure IV.8 - Comparaison des valeurs maximales d'accélération mesurées sur les traverses de la section 2 et de celles calculées avec ViscoRail, pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$

En conclusion, pour toutes les mesures (déflexions, accélérations au sommet et à la base de la GNT et déformations verticales dans la GNT), les valeurs mesurées et calculées avec ViscoRail sont très proches. Les paramètres utilisés pour les calculs sont donc pertinents et ces calculs montrent que le logiciel ViscoRail permet de bien représenter le comportement de la structure de voie classique, avec sous couche granulaire, pour différentes vitesses.

IV.3.2 Modélisation de la section 4

La section 4 est une section avec sous couche bitumineuse. Les courbes de la Figure IV.9 regroupent les valeurs maximales de déflexion enregistrées avec les deux capteurs de déflexion ancrés pour la section 4, et les comparent avec les déflexions calculées avec ViscoRail, pour des vitesses de trains $V = 160, 240, 320$ et 350 km.h^{-1} . On voit que les déflexions mesurées sont faibles (entre 0,21 et 0,25 mm) et n'augmentent pas avec la vitesse. Les valeurs calculées avec ViscoRail pour deux positions des roues (au droit des blochets et entre deux blochets), sont très proches des courbes expérimentales.

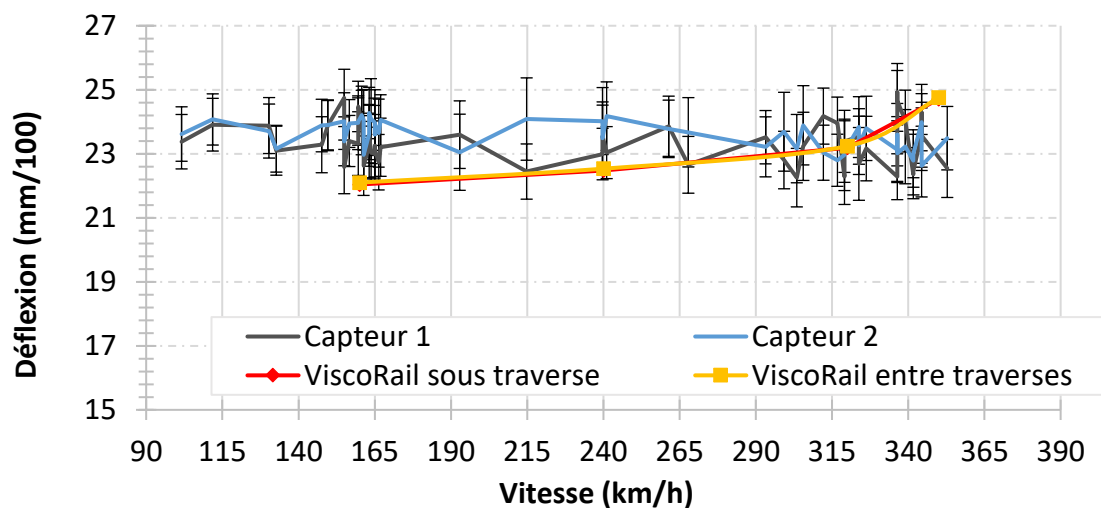


Figure IV.9 – Comparaison des valeurs maximales de déflexion mesurées et calculées avec ViscoRail, pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$, pour la section 4

On présente ensuite un zoom sur deux signaux de déflexion de la section 4, enregistrés à 2 vitesses $V = 160$ et 320 km.h^{-1} . Ces profils de déflexion temporels moyens, mesurés par les deux capteurs ancrés (courbes pointillées), sont comparés sur la Figure IV.10 avec les déflexions calculées à l'aide de ViscoRail (courbe rouge) pour la section bitumineuse. On voit qu'il y a une très bonne concordance entre les mesures des capteurs et les calculs, à la fois en termes d'amplitude et de forme du signal.

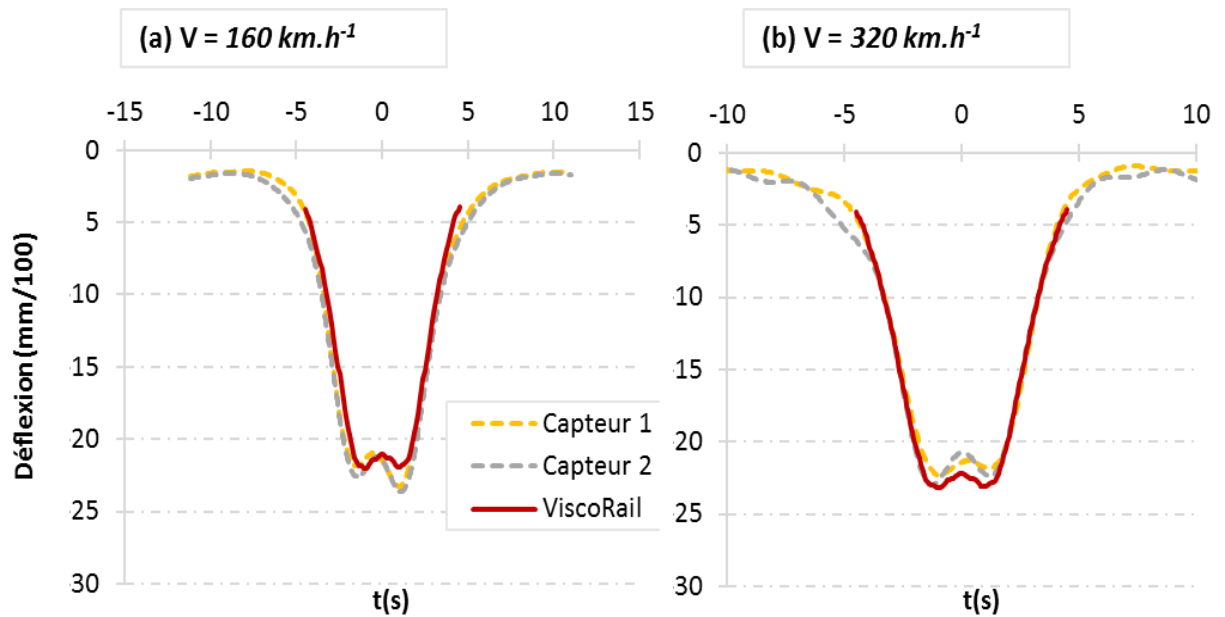


Figure IV.10 - Comparaison des signaux de déflexion mesurés par les deux capteurs ancrés et calculés avec ViscoRail, pour des passages de TGV à $V=160 \text{ km.h}^{-1}$ (a) et $V= 320 \text{ km.h}^{-1}$ (b)

Les déformations verticales mesurées et calculées dans la couche de GNT ont aussi été comparées. Les courbes de la Figure IV.11 montrent les déformations maximales mesurées avec les différentes jauges pour chaque passage de train pendant la phase de montée en vitesse et celles calculées avec ViscoRail pour quatre vitesses de train, et pour deux positions des charges (au droit d'un blochet et entre deux blochets). Les valeurs calculées avec ViscoRail sont légèrement supérieures aux courbes expérimentales. Cet écart peut cependant être considéré comme minime et acceptable car l'ordre de grandeur des déformations verticales est parfaitement bien représenté. Ces valeurs de déformations sont en effet très faibles. A titre d'exemple, dans une chaussée routière, les déformations verticales sont plutôt de l'ordre de plusieurs centaines de microdéformations.

Les valeurs des déformations horizontales (longitudinales et transversales) mesurées et calculées, à la base de la couche bitumineuse, sont aussi du même ordre de grandeur. En effet, avec les simulations ViscoRail les déformations transversales calculées sont inférieures à $2 \mu\text{def}$ et les déformations longitudinales calculées sont inférieures à $6 \mu\text{def}$, pour toutes les vitesses de TGV. Ces valeurs sont conformes avec les mesures expérimentales des extensomètres horizontaux mis en place à la base de la couche de GB, qui ont donné des valeurs maximales de $14 \mu\text{def}$ et $11 \mu\text{def}$ dans le sens transversal et longitudinal respectivement. Les résultats des mesures présentent une certaine incertitude, car les déformations mesurées sont très faibles, proches de la limite de résolution des capteurs, et aussi parce que les positions exactes des capteurs par rapport aux traverses ne sont pas connues. Le résultat est cependant très satisfaisant, puisque la modélisation conduit à des déformations très faibles, cohérentes avec les mesures.

On peut également noter que ces niveaux de déformations très faibles à la base de la couche de GB sont très largement inférieurs aux niveaux de déformations nécessaires pour conduire à la fatigue des couches bitumineuses. Pour une GB4, la valeur de déformation de traction ε_6 conduisant à une rupture en fatigue pour 1 million de chargement est de $100 \mu\text{def}$ (à 10°C). On est très largement en dessous, ce qui rend le risque de fatigue de la couche bitumineuse négligeable.

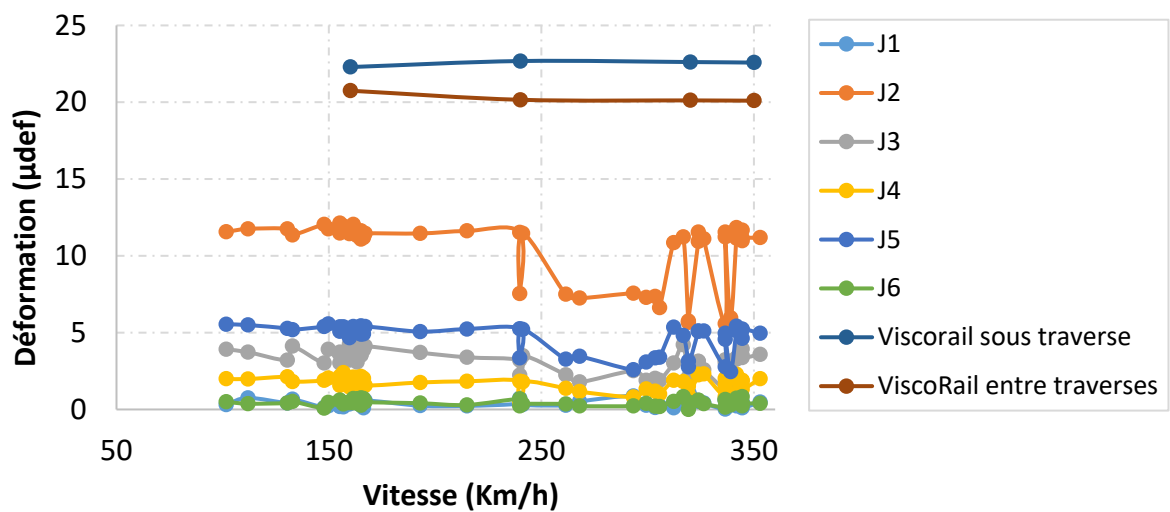


Figure IV.11- Comparaison des valeurs maximales des jauges verticales installées dans la couche de GNT de la section 4 et de celles du calcul ViscoRail pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$

On s'intéresse ensuite aux accélérations verticales et plus précisément à la comparaison entre les signaux longitudinaux des accélérations verticales calculés avec ViscoRail et les signaux mesurés par les accéléromètres placés au sommet de la couche de GB sur la présente section. Cette comparaison a été réalisée pour deux passages de TGV à vitesse faible $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$ et à vitesse élevée $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$. La Figure IV.12 compare les signaux moyens des bogies pour les mesures des accéléromètres A2, A4 et A6 situés entre les rails (graphes (a)-(c)), et des accéléromètres A1, A3 et A5 placés sous l'axe du rail (graphes (b)-(d)) avec les signaux calculés, pour les deux vitesses considérées. D'après les graphiques, on voit que ViscoRail reproduit bien la forme des signaux des accéléromètres pour la section 4. Les valeurs maximales d'accélérations vers le haut (positives) sont bien estimées pour les accéléromètres situés sous les rails, et un peu surestimées pour les accéléromètres placés entre les rails.

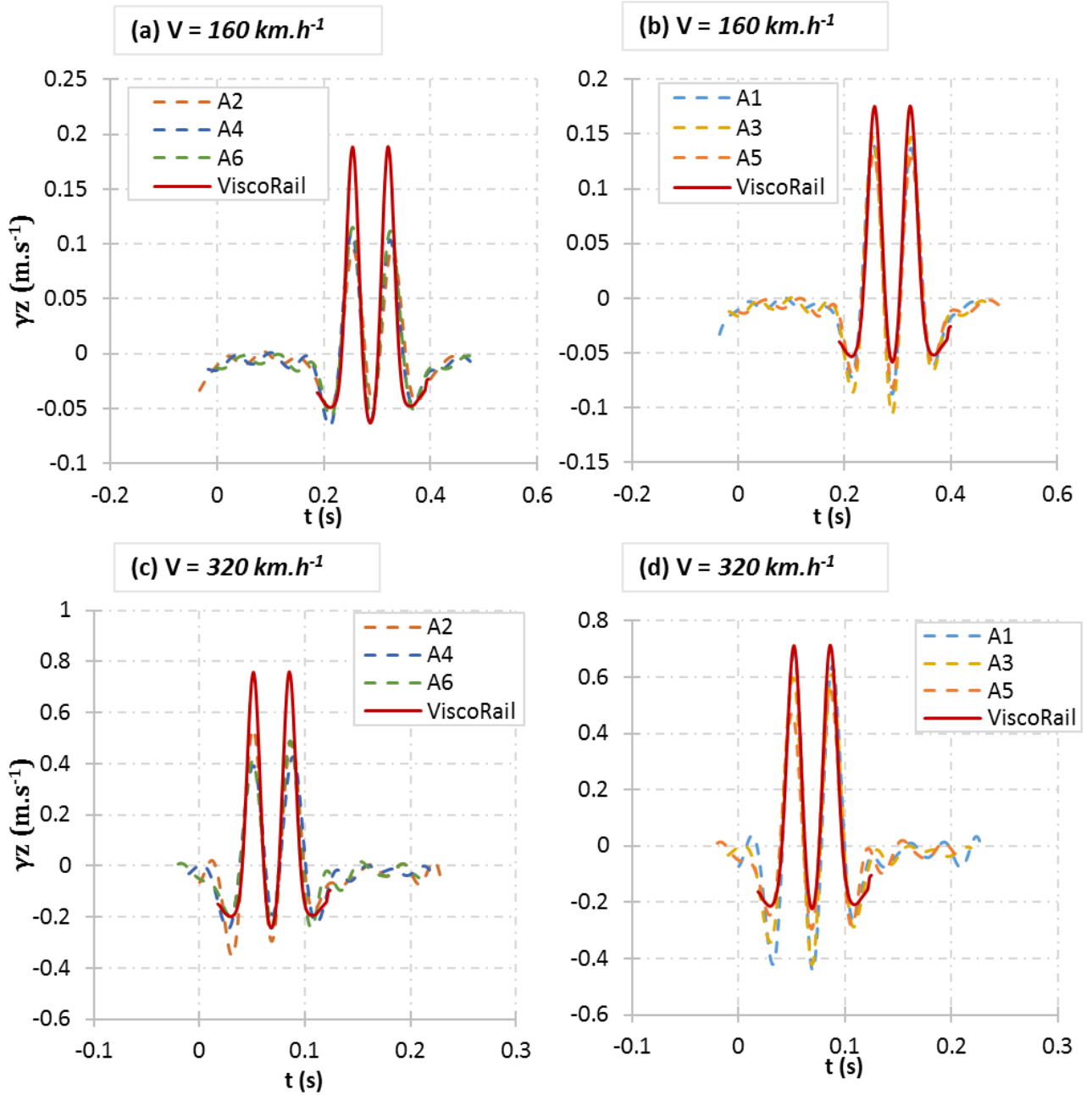


Figure IV.12 - Comparaison des profils d'accélération verticale mesurés (a) entre les rails à $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$, (b) sous l'axe du rail à $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$, (c) entre les rails à $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$, (d) sous l'axe du rail à $V = 320 \text{ km.h}^{-1}$ et des profils calculés avec ViscoRail (courbe rouge), au sommet de la couche de GB.

Pour étendre la comparaison à d'autres vitesses, la Figure IV.13 compare les valeurs maximales d'accélération verticale γ_z , dirigées vers le haut et vers le bas, calculées au sommet de la couche de GB (en $z = 0.305 \text{ m}$), sous l'axe du rail, pour les deux positions de charges $x_F = \{0; 3\} \text{ m}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\} \text{ m}$ et pour les quatre vitesses considérées avec les mesures des accéléromètres situés à la même position. Les résultats de calcul reproduisent ici très bien les accélérations verticales négatives et positives mesurées in-situ et leur évolution en fonction de la vitesse de passage des trains. Les résultats sont similaires pour les accélérations verticales au sommet de la couche bitumineuse mesurées entre les deux rails, comme le montre la Figure IV.14.

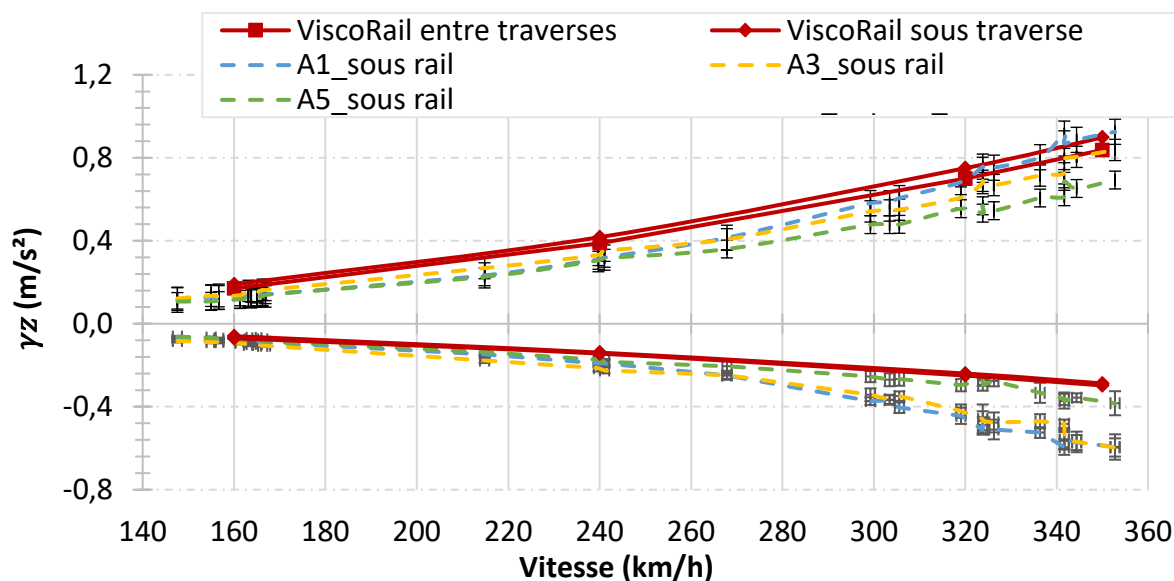


Figure IV.13 - Comparaison des valeurs maximales d'accélération mesurées au sommet de la couche de GB, sous l'axe d'un rail, et calculées avec ViscoRail, pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$

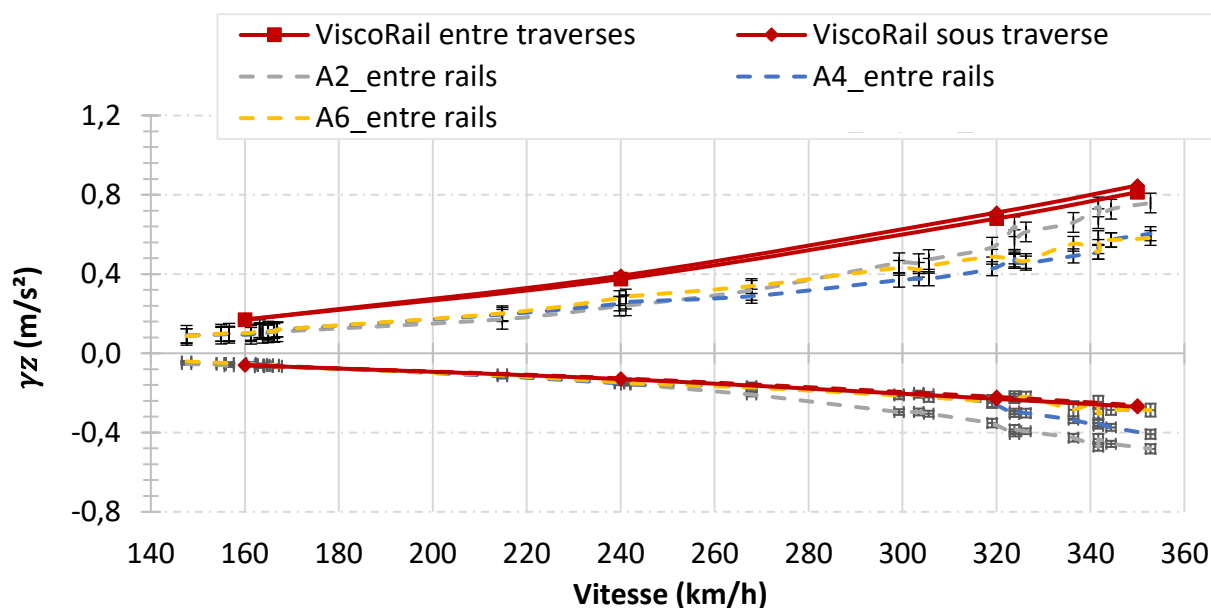


Figure IV.14 - Comparaison des valeurs maximales d'accélération mesurées au sommet de la couche de GB entre les deux rails et calculées avec ViscoRail, pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$

La Figure IV.15 présente une comparaison entre les accélérations maximales négatives et positives mesurées par l'accéléromètre A7, installé sur une traverse, pour les trains circulant dans le sens 1 et les accélérations calculées pour $\{x = 0; y = 0; z = 0.05\}$ pour les deux instants de positionnement de charge. Les prévisions obtenues sont satisfaisantes pour les accélérations positives, mais les accélérations négatives sont un peu sous-estimées.

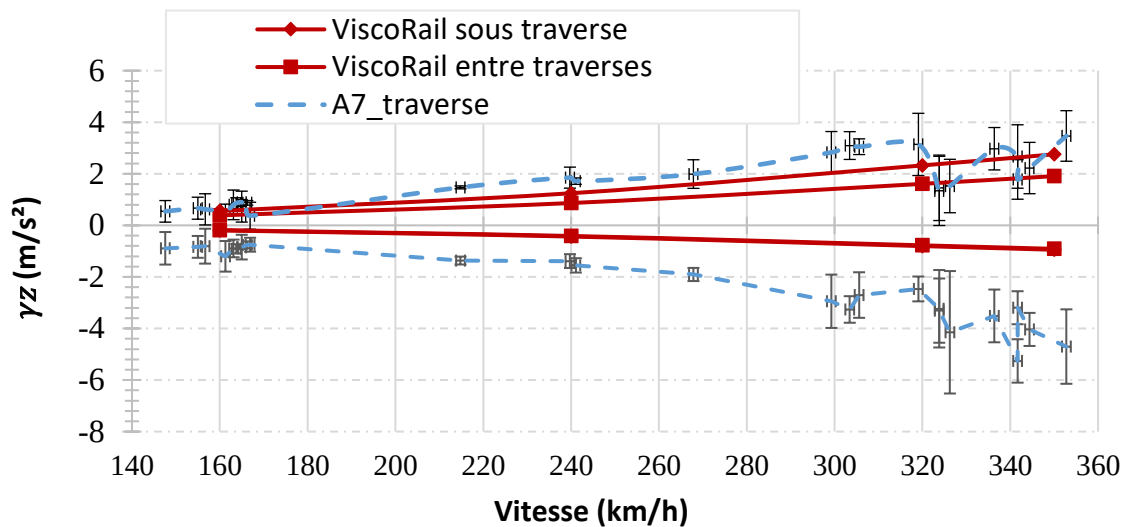


Figure IV.15 - Comparaison entre les valeurs maximales d'accélération mesurées sur les traverses, sur la section 4 bitumineuse, et celles calculées avec ViscoRail, pour les deux positions de charge $x_F = \{0; 3\}$ et $x_F = \{0.3; 3.3\}$

Toutes les valeurs calculées avec ViscoRail sur la section 4 avec sous couche bitumineuse (déflexion, déformations verticales dans la GNT, déformations longitudinales et transversales à la base de la GB, accélérations au sommet de la GB et accélérations sur traverses) sont en bon accord avec les valeurs mesurées. Ceci montre que les paramètres utilisés pour la modélisation sont pertinents, mais aussi que le logiciel ViscoRail permet de bien représenter le comportement d'une structure avec sous couche bitumineuse.

IV.3.3 Modélisation de la section 1

Pour la section 1 avec sous couche bitumineuse, seuls quatre passages de trains ont été enregistrés lors de la phase de montée en vitesse, avec une vitesse $V = 160 \text{ km.h}^{-1}$: trois trains passant dans le sens 1 (de Paris vers Rennes) et un passage dans le sens 2 (de Rennes vers Paris). Pour la comparaison des mesures des accéléromètres avec les simulations ViscoRail, la moyenne des mesures des trois passages dans le 1^{er} sens a été calculée. Vu le faible nombre de passage sur cette section, les comparaisons sont présentées sous forme de tableaux, au lieu de courbes pour les sections précédentes. Les

Tableau IV.16, Tableau IV.17 et Tableau IV.18 présentent les mesures des sens 1 et 2 ainsi que les résultats du calcul ViscoRail, respectivement pour les accélérations :

- au sommet de la couche de GB sous l'axe du rail
- au sommet de la couche de GB entre les rails
- sur traverse.

Les résultats de calcul sont présentés pour deux cas de charge : à l'instant t_1 où la charge est au droit des blochets et à l'instant t_2 où la charge est entre deux blochets. Pour cette section également, les accélérations calculées avec le modèle et les valeurs des paramètres choisies pour le calage de cette section sont validées.

Tableau IV.16 – Comparaison entre les accélérations calculées avec ViscoRail pour deux positions de charges et les mesures des accéléromètres installés sous l'axe d'un rail de la section 1.

	A2_sous rail		A4_sous rail		A6_sous rail		Accélération calculée sommet GB sous rail (t1)		Accélération calculée sommet GB sous rail (t2)	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Sens 1	0.11	0.20	0.13	0.22	0.15	0.24	0.06	0.22	0.06	0.21
Sens 2	0.14	0.22	0.10	0.17	0.12	0.18				

Tableau IV.17 – Comparaison entre les accélérations calculées avec ViscoRail pour deux positions de charges et les mesures des accéléromètres installés entre les deux rails de la section 1.

	A1_entre rails		A3_entre rails		A5_entre rails		Accélération calculée sommet GB entre rails,(t1)		Accélération calculée sommet GB entre rails (t2)	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Sens 1	0.11	0.19	0.13	0.22	0.15	0.22	0.07	0.21	0.07	0.20
Sens 2	0.13	0.21	0.10	0.17	0.11	0.16				

Tableau IV.18 – Comparaison entre les accélérations calculées avec ViscoRail pour deux positions de charges et les mesures des accéléromètres installés sur traverse pour la section 1

	A7_traverse		Accélération calculée sur traverse (t1)		Accélération calculée sur traverse (t2)	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Sens 1	1.00	0.60	0.16	0.59	0.16	0.59
Sens 2	1.52	0.65				

D'autre part, les deux capteurs de déflexion ancrés ont mesuré des valeurs de déflexion de 36 mm/100 et 40 mm/100 en moyenne. Ces mesures de déflexion sont en bon accord avec la valeur calculée avec ViscoRail, qui est égale à 40 mm/100 pour $E_{sol} = 80 \text{ MPa}$.

Enfin, le Tableau IV.19 compare les valeurs maximales de déformations verticales de la couche granulaire (jauge J1) et de déformations longitudinales et transversales à la base de la couche bitumineuse (jauges J10 et J7 respectivement), avec les valeurs calculées par ViscoRail.

Tableau IV.19 - Comparaison entre les déformations verticales et horizontales calculées avec ViscoRail, pour deux positions des charges, et mesurées par les jauges installées sur la section 1

Déformation Verticale (μdef)		Déformation horizontale (μdef)			
Jauge V	ViscoRail	Jauge L	ViscoRail	Jauge T	ViscoRail
29.26	22	2.03	6	< 2	3

Les très bonnes corrélations entre les valeurs calculées avec ViscoRail et mesurées avec les différents capteurs indiquent que les paramètres de la structure sont tout à fait pertinents et que le modèle ViscoRail décrit correctement le comportement de la voie.

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la démarche de calage, qui a permis de définir un jeu de données pour la modélisation des différentes sections de la LGV BPL à l'aide de l'outil de calcul ViscoRail, en se basant sur les mesures de la phase de montée en vitesse. Nous avons ensuite montré que le logiciel ViscoRail permet de modéliser de façon réaliste le comportement mécanique des structures d'assise de voies ferrée, en termes d'accélération verticales, de déflexions et de déformations verticales, pour les sections de voies classiques avec sous-couche granulaire comme pour les structures avec sous-couche bitumineuse. ViscoRail permet notamment de retrouver les différences d'accélération maximales entre sections avec sous couches granulaire et bitumineuse, pour les mesures filtrées à basse fréquence, et l'évolution des accélérations avec la vitesse des trains. Ce travail confirme donc l'intérêt du logiciel ViscoRail, qui constitue un outil de calcul rapide et simple d'utilisation, pour le calcul de la réponse dynamique réversible des structures ferroviaires, et le dimensionnement de ces structures.

Chapitre V Grandeurs à évolutions lentes

V.1 Introduction

Comme détaillé dans le Chapitre I, l'acquisition des données des capteurs de température, de teneur en eau et de déplacement vertical mis en place sur les sections de la LGV BPL est réalisée en continu, toutes les 15 minutes, indépendamment des passages des trains sur la voie. Le terme « mesures lentes » est attribué à ce type de mesures.

Les mesures lentes, enregistrées depuis le début du projet en octobre 2016, représentent des données précieuses pour une meilleure compréhension du comportement et de l'évolution dans le temps des différentes structures ferroviaires. Les évolutions saisonnières de la température des couches, de la teneur en eau et des tassements sont analysées dans cette partie. Les évolutions des sections avec sous-couches bitumineuses ou granulaires sont également comparées.

V.2 Mesures de température

Dans cette partie, nous nous intéressons à l'analyse des valeurs minimales et maximales de température enregistrées à différentes profondeurs dans les structures. Ces valeurs sont comparées avec la température de l'air ambiant et cela pour les structures bitumineuses. Les évolutions des gradients de température des couches de GB4 calculés sur les structures de la LGV BPL sont aussi étudiées.

V.2.1 Sections bitumineuses 1 et 4

Le comportement des enrobés bitumineux étant fortement dépendant de la température, cette dernière représente un paramètre clef pour l'analyse du comportement des couches bitumineuses. Des sondes de température sont installées sur les sections 1 et 4 au sommet et à la base de la couche de grave bitume et à la base de la couche de GNT de la structure. L'ensemble des mesures des sondes sont enregistrées toutes les 15 minutes. En raison d'un problème technique, l'enregistrement des données météorologiques a été suspendu pendant 6 mois à compter de juin 2017, sur le site 4. Pour le site 1, les paramètres météorologiques sont enregistrés depuis avril 2017.

V.2.1.1 Variations journalières

On s'intéresse ici à l'observation des variations journalières de température des différentes couches. Les Figure V.1 et Figure V.2 présentent, respectivement pour les sections 1 et 4, les variations de température de la sous-couche de la structure, par rapport aux températures de l'air ambiant en termes de températures minimales et maximales quotidiennes. Les températures de l'air sont enregistrées avec les stations météorologiques présentes sur site, et cela pour une période de 30 mois, allant d'octobre 2016 jusqu'à avril 2019.

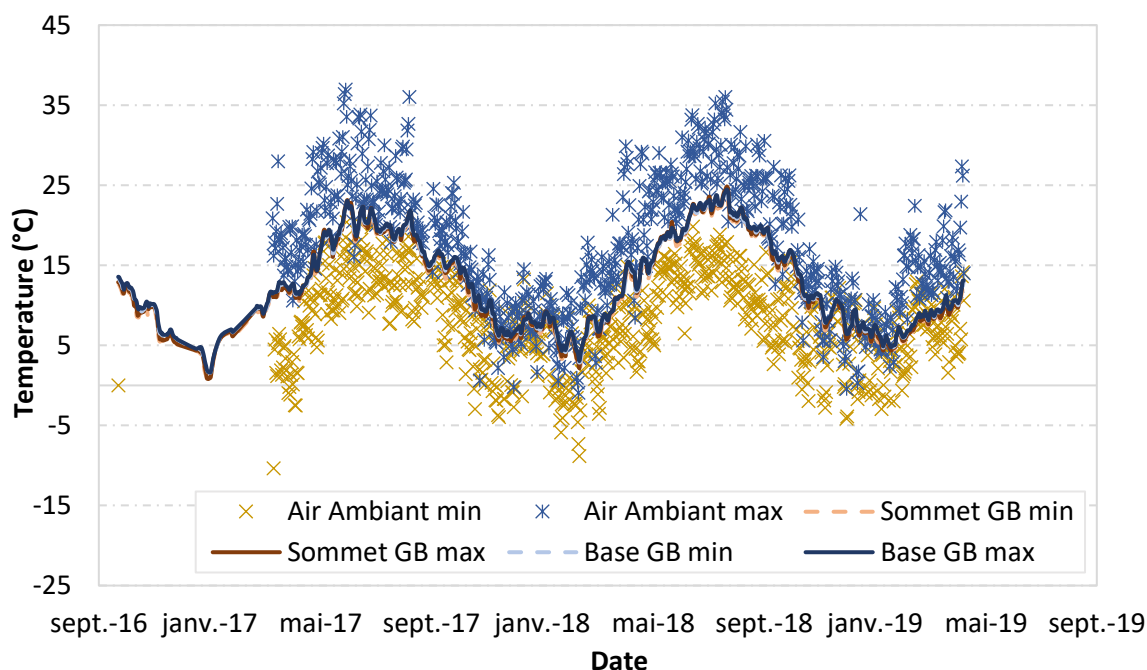


Figure V.1 - Evolution de la température de la couche bitumineuse et de l'air ambiant (valeurs minimales et maximales quotidiennes) sur la section 1 pour 30 mois

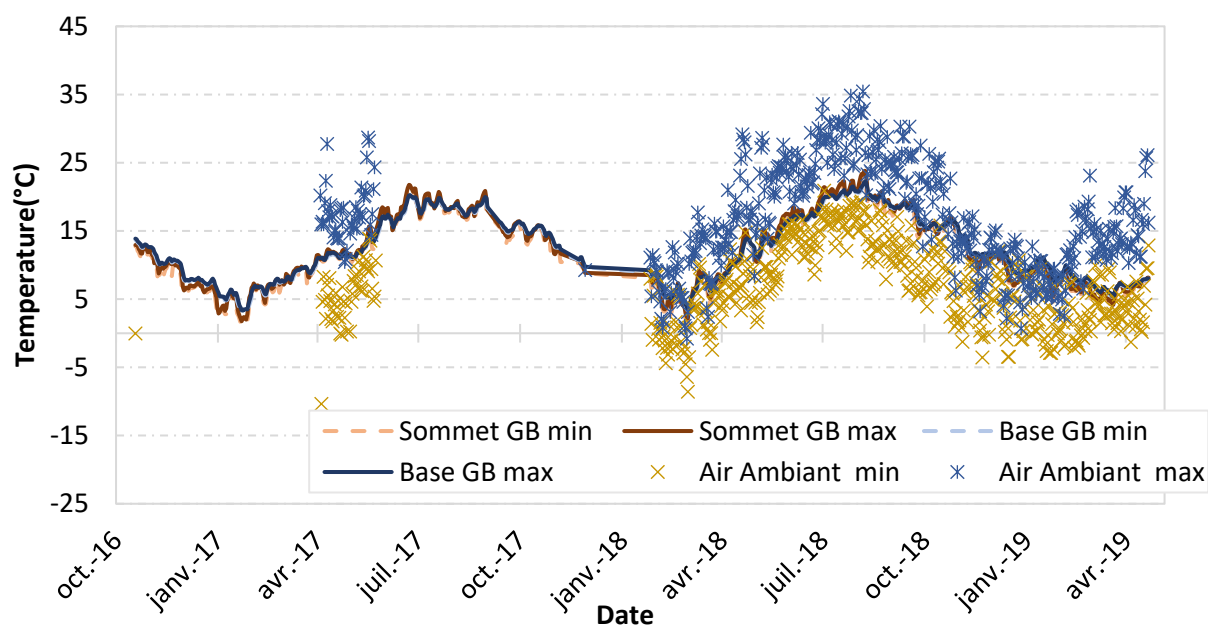


Figure V.2 - Evolution de la température de la couche bitumineuse et de l'air ambiant (valeurs minimales et maximales quotidiennes) sur la section 4 pour 30 mois

Les graphiques des Figure V.1 et Figure V.2 montrent une bonne répétabilité des mesures, ainsi que les variations saisonnières typiques de température au niveau des couches de GB. Les valeurs maximales de température journalière de l'air sont représentées en points bleus sur les graphiques, et les pics minimaux journaliers en marron. Les résultats montrent notamment que la protection thermique apportée par la couche de ballast entraîne des amplitudes de température considérablement inférieures à celle de l'air ambiant. Les différences de température entre le haut et le bas de la couche bitumineuse sont également faibles (de l'ordre de 3 °C au maximum).

La température de l'air la plus élevée atteinte est de 37°C, en été 2017 et en été 2018, pour la section 1 et de 36°C en été 2018 pour la section 4. Quant à la température maximale au sommet de la couche de GB, elle atteint une valeur maximale de 24°C pour cette période. En hiver, les valeurs minimales indiquées sur les graphiques indiquent une température de l'air de -9 °C pour les deux sites et des valeurs allant de 1 à 3°C pour le sommet de la couche d'enrobé. (Rose et al., 2002) ont obtenu des mesures de température similaires pour des mesures réalisées dans une couche bitumineuse sous-ballast au Kentucky, aux États-Unis.

En conclusion, pour les 30 mois de surveillance, la température maximale de la couche bitumineuse était de 24 °C pendant l'été et la température minimale de 2°C en hiver. Cela signifie que les matériaux bitumineux présentent des fluctuations de température limitées, en hiver autant qu'en été. La sous-couche ne gèle jamais ; aucune température négative n'étant jamais mesurée sur les sites instrumentés de la LGV BPL. En été, la température dépasse rarement les 24°C. (Trinh et al., 2011) avaient déjà vérifié le rôle de protection « anti-gel » du ballast sur le site du Moulin Blanc situé au Pk 230+400 de la ligne classique 262 000 de Douai à Blanc – Misseron.

En raison de la présence du ballast, les variations de température dans la couche bitumineuse sont bien inférieures à celles observées sur les chaussées bitumineuses, où les variations de température typiques des couches de surface sont comprises entre -10°C et +60°C en France. Ces variations de température limitées dans la structure de la voie ferrée sont très favorables car elles limitent la diminution du module de la couche bitumineuse à haute température, ainsi que le risque de fissuration thermique à basse température.

V.2.1.2 Gradient de température

Il est intéressant de calculer le gradient de température dans les couches de grave bitume sur la voie ballastée. Les Figure V.3 et Figure V.4 montrent les variations du gradient de température entre le sommet et la base de la couche bitumineuse de 12 cm d'épaisseur dans la structure de voie des sections 1 et 4 respectivement, pour la période allant d'octobre 2016 jusqu'à avril 2019. Sur la base des 30 mois, les gradients de température restent relativement faibles. Pendant les périodes printemps-été, un gradient de 0,2°C/cm n'est jamais dépassé et le gradient négatif le plus élevé sur les mois d'automne-hiver est de -0,25 °C/cm sur la section 4 et -0,12°C/cm sur la section 1. Ces valeurs de gradient restent largement plus faibles, en comparaison avec celles observées sur les chaussées, où des dépassements de 1°C/cm sont assez fréquents. Compte tenu de ces faibles gradients de température, on pourra considérer, dans les modélisations, une valeur de température constante sur toute l'épaisseur de la couche d'enrobé, sans prendre en compte les variations de la température avec la profondeur.

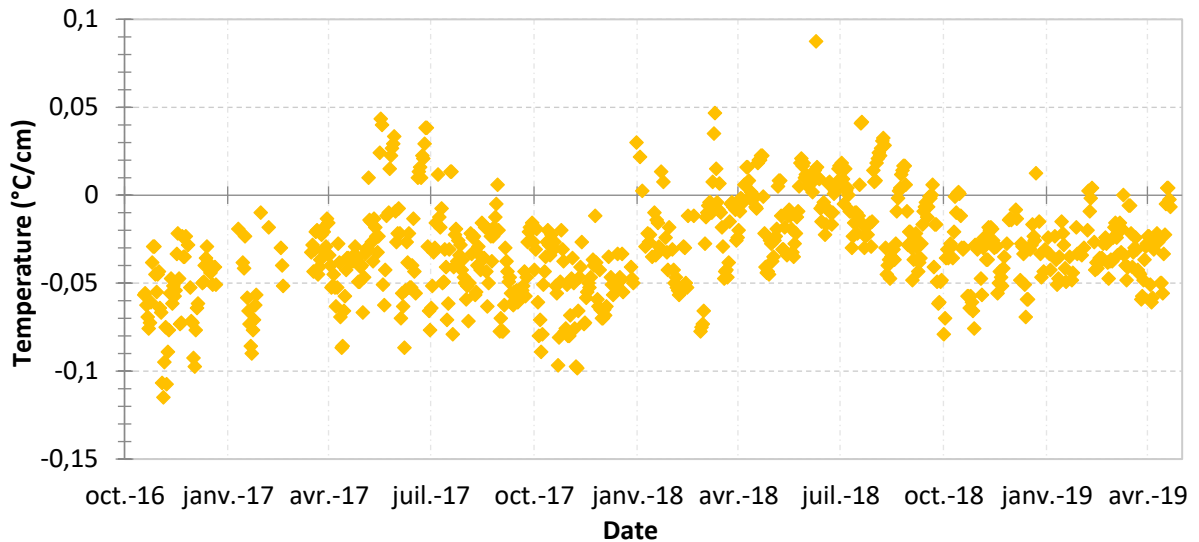


Figure V.3 - Gradient de température entre le haut et la base de la sous-couche de GB sur la section 1

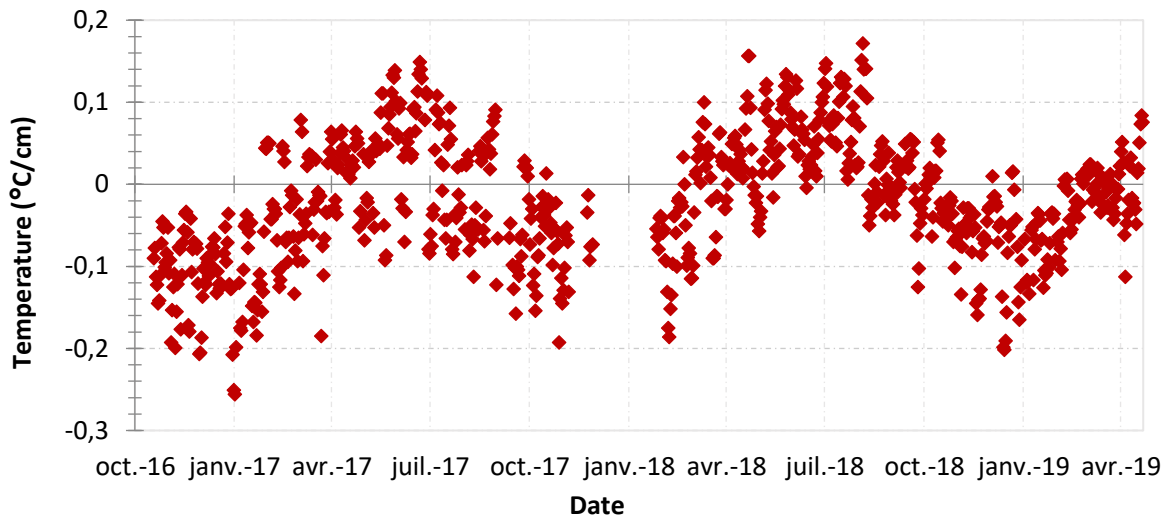


Figure V.4 - Gradient de température entre le haut et la base de la sous-couche de GB sur la section 4

V.3 Mesures de teneur en eau

Un autre paramètre important pour la performance de la voie ferroviaire est la variation de la teneur en eau dans les infrastructures, qui peut entraîner une perte de capacité portante du sol support et des couches de matériaux non traités et une augmentation des déflexions et des tassements pendant les périodes climatiques humides. La capacité de la sous-couche à protéger le sol de fondation de toute infiltration d'eau est donc importante pour la performance globale de la voie ballastée. Pour évaluer l'effet de la sous-couche bitumineuse sur les conditions d'humidité dans la plateforme, quatre sondes d'humidité ont été placées près du sommet de la couche de GNT, sur chaque section instrumentée de la LGV BPL. L'instrumentation est la suivante : une sonde entre les rails (CH1), une à l'extérieur du rail mais sous les traverses distantes de 50 cm des rails (CH2) et deux à 180 cm à l'extérieur des rails (CH3 et CH4). Dans les sections avec sous-couche d'enrobé, comme indiqué sur la section 4 illustrée dans la Figure V.5, la couche de GB recouvre les sondes désignées par CH1 et CH2.

On présente dans cette section les variations de teneurs en eau massiques des sondes en place dans la couche de GNT des différentes sections sur la LGV BPL, à court terme pendant les jours pluvieux, et à long terme pendant les évolutions saisonnières.

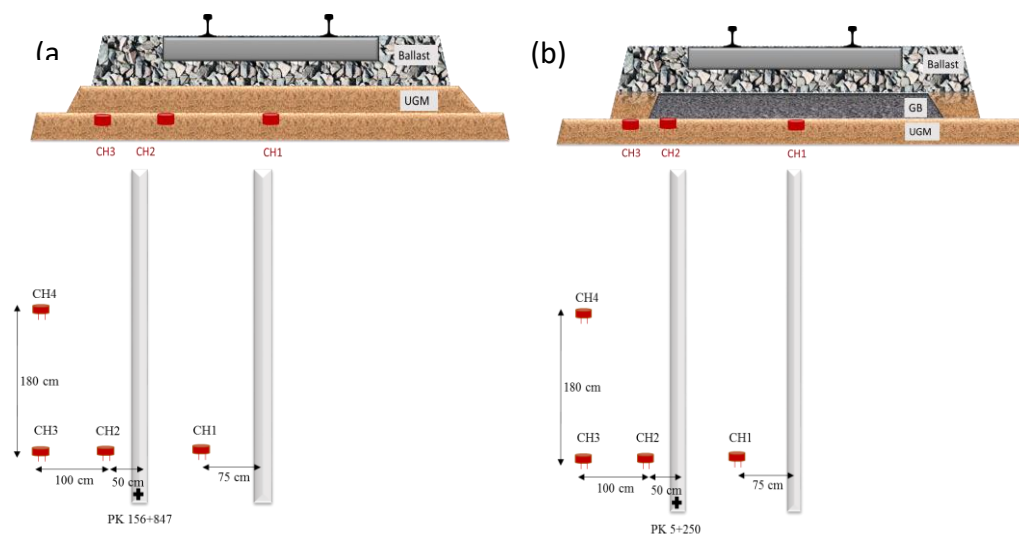


Figure V.5 – Disposition des sondes d'humidité (a) sur la section granulaire (b) sur la section bitumineuse

V.3.1 Variations à court terme

Dans cette partie, une analyse sur l'infiltration d'eau journalière dans la voie pour des jours pluvieux est réalisée. L'influence de la sous-couche en GB sur l'infiltration d'eau est mise en évidence ; des comparaisons entre des mesures effectuées pendant deux jours de pluie (à hauteur de pluie totale similaire) sont réalisées pour les deux structures de voie.

V.3.1.1 Section granulaire

Sur la section 2 granulaire, la couche de grave non traitée recouvre l'ensemble de sondes. Le graphique de la Figure V.6 présente les mesures des sondes en comparaison avec les hauteurs de pluie cumulées. Les histogrammes montrent les hauteurs de pluie cumulées enregistrées le 9 septembre 2017 sur la section granulaire à l'aide du pluviomètre de la station météo sur site. La hauteur de pluie totale cumulée est égale à 28 mm ce jour-là (ce qui représente une forte pluie). Les variations de teneurs en eau sont présentées en valeurs relatives, du fait que les sondes n'indiquent pas une valeur initiale exacte mais la variation des mesures est précise.

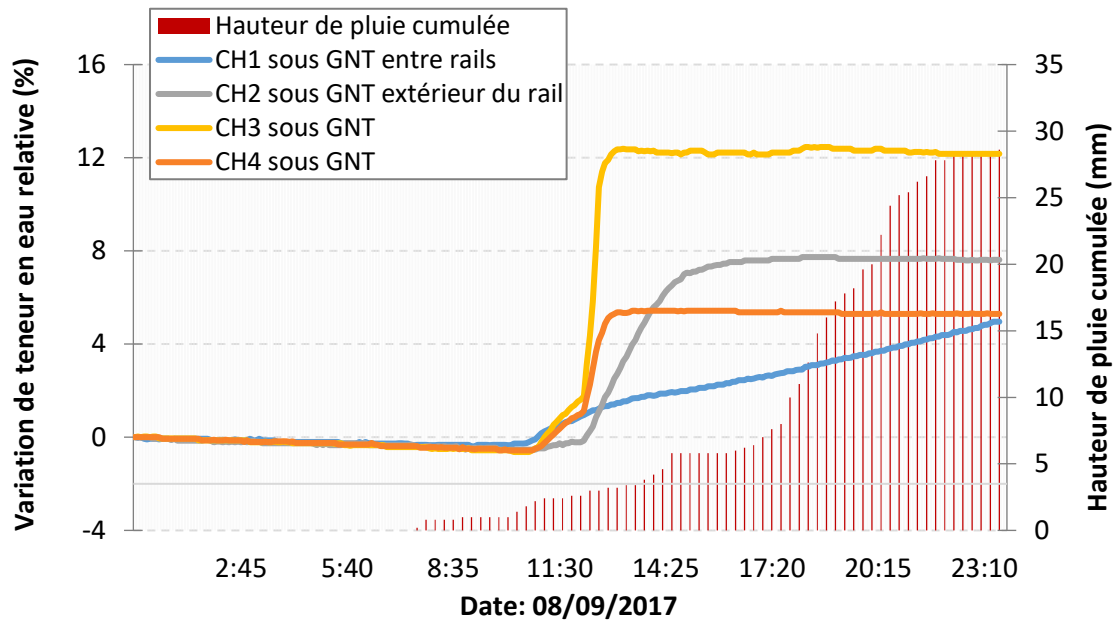


Figure V.6 - Variations de la teneur en eau relative mesurée sur la section avec sous-couche granulaire le 8 septembre 2017

Comme le montre la Figure V.6, les teneurs en eau dans la couche de GNT augmentent rapidement pendant la période pluvieuse, indiquant une infiltration d'eau, en raison de la perméabilité relativement élevée de la sous-couche granulaire. Pour les sondes CH3 et CH4, situées près du bord de la structure de la voie et non recouvertes par les traverses, l'augmentation de la teneur en eau est particulièrement rapide et atteint rapidement une valeur seuil (après environ 1 à 2 heures), indiquant que le matériau est vraisemblablement saturé. Une couche de GNT compactée présente un pourcentage de vide entre 15 et 18%. La teneur en eau massique de saturation varie entre 7 et 9% ($\rho_d = 2.15 \text{ g.cm}^{-3}$), le cas présent des sondes CH1, CH2 et CH4. La sonde CH3 passe au-delà de cet intervalle. Pour la sonde CH2, partiellement recouverte par les traverses, la teneur en eau augmente plus lentement, mais le seuil de saturation est également atteint. Enfin, la courbe de la sonde CH1 placée entre les rails, totalement recouverte par les traverses, présente une pente plus faible et indique une augmentation continue de la teneur en eau pendant la période d'observation. Ainsi, les traverses réduisent relativement le taux d'infiltration d'eau dans la sous-structure de la voie.

Afin d'évaluer le comportement des sondes sur plusieurs jours, on trace sur la Figure V.7 les mesures des sondes en comparaison avec les hauteurs de pluie cumulées durant 4 jours : les 7, 8, 9 et 10 septembre 2017. Comme le montrent les courbes, après le jour pluvieux du 8 septembre 2017 les sondes atteignent une valeur de saturation et la valeur seuil atteinte ne varie pas pendant deux jours consécutifs ; la hauteur de pluie cumulée durant ces deux jours ne dépasse pas 12 mm.

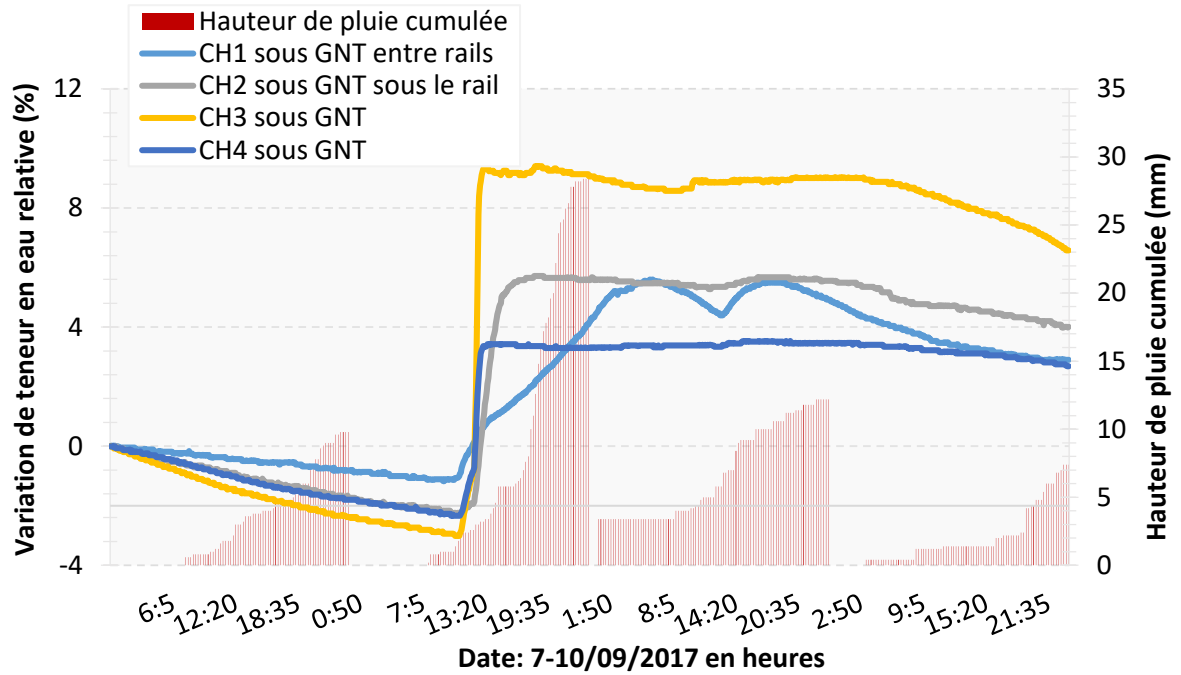


Figure V.7 - Variations de la teneur en eau relative mesurée sur la section avec sous-couche granulaire pour 4 jours en septembre 2017

V.3.1.2 Section bitumineuse

La même étude est réalisée sur la section 4 avec sous-couche bitumineuse. La hauteur de pluie cumulée mesurée sur la section 4 est de 23 mm le 13 septembre 2017 (valeur proche de celle observée sur la section 2 pour rendre la comparaison possible). Celle-ci est tracée en histogramme sur la Figure V.8.

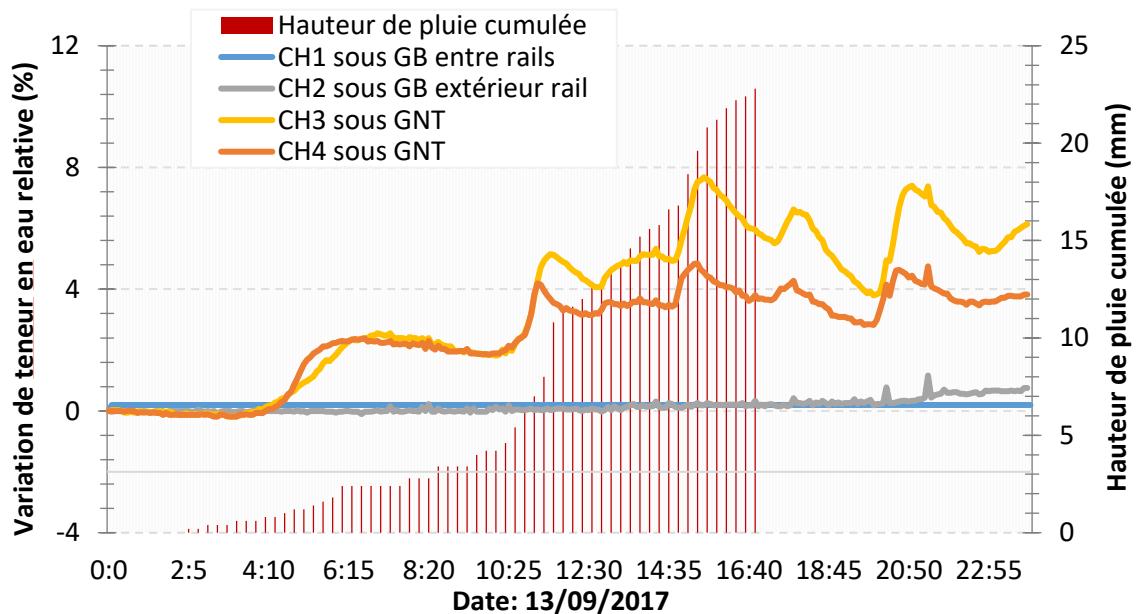


Figure V.8 - Variations de la teneur en eau relative mesurée sur la section avec sous-couche bitumineuse le 13 septembre 2017

La situation est assez différente pour la section avec sous-couche d'enrobé. Les sondes placées dans la couche de GNT sous la couche bitumineuse (CH1 et CH2) ne présentent pratiquement aucune variation de teneur en eau. Pour les sondes CH3 et CH4, placées près du bord de la structure et non recouvertes de GB, la teneur en eau augmente avec la hauteur de pluie (qui a atteint 23 mm au cours de la journée), mais n'atteint jamais la saturation complète de la sonde. Cela peut s'expliquer par la présence d'un enduit appliqué au-dessus de la couche granulaire, sur le côté de la couche de GB, qui limite également l'infiltration d'eau.

Ces résultats montrent que la sous-couche bitumineuse assure une très bonne protection contre les infiltrations d'eau dans le sol de fondation. Ils sont en accord avec les résultats des travaux de (Rose & Bryson, 2009) où il a été démontré que l'utilisation de la GB comme couche sous ballast entraîne une variation plus faible de la teneur en eau dans la structure.

En outre, il est également intéressant d'évaluer le comportement des sondes sur la section avec sous-couche bitumineuse sur une durée plus longue, de quatre jours pluvieux consécutifs. On a ainsi tracé les variations de la teneur en eau mesurée par les 4 sondes et la hauteur de pluie cumulée pour les 12, 13, 14 et 15 septembre 2017 sur la Figure V.9.

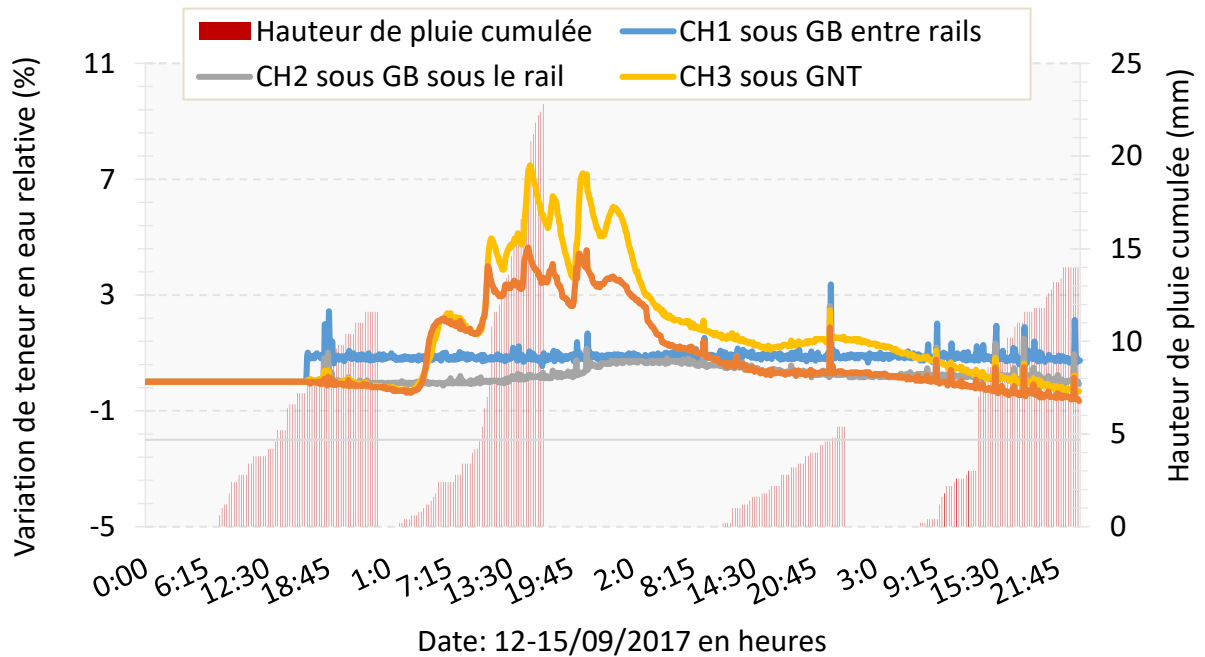


Figure V.9 - Variations de la teneur en eau relative mesurée sur la section avec sous-couche bitumineuse pour 4 jours en septembre 2017

On peut déduire du graphique que les variations significatives vues sur les 4 jours traités apparaissent uniquement le 2^{ème} jour où il y a une forte pluie et diminuent par la suite, une tendance observée sur la section bitumineuse. Les autres jours montrent des variations faibles et aucune valeur seuil n'est atteinte, contrairement à ce qui a été observé sur la section granulaire.

V.3.2 Variations à long terme

Nous étudions ici les variations à long terme de la teneur en eau mesurée sur les 3 sections instrumentées pendant 14 mois de surveillance. Les valeurs moyennes de teneur en eau calculées par période de 10 jours consécutifs sont présentées. Les résultats n'indiquent aucune variation saisonnière marquée de la teneur en eau, mais il existe des différences nettes entre les résultats obtenus sur les 3 sections.

V.3.2.1 Section granulaire

Sur la section 2, avec une sous-couche granulaire, les 4 sondes indiquent des variations de teneur en eau similaires à long terme, comme le montre la Figure V.10. Par conséquent, il n'y a pas de différence significative entre les teneurs en eau à long terme observées au centre de la voie et près du bord. Globalement, les teneurs en eau massiques varient entre 5% et 11% environ, en fonction des conditions de pluviométrie.

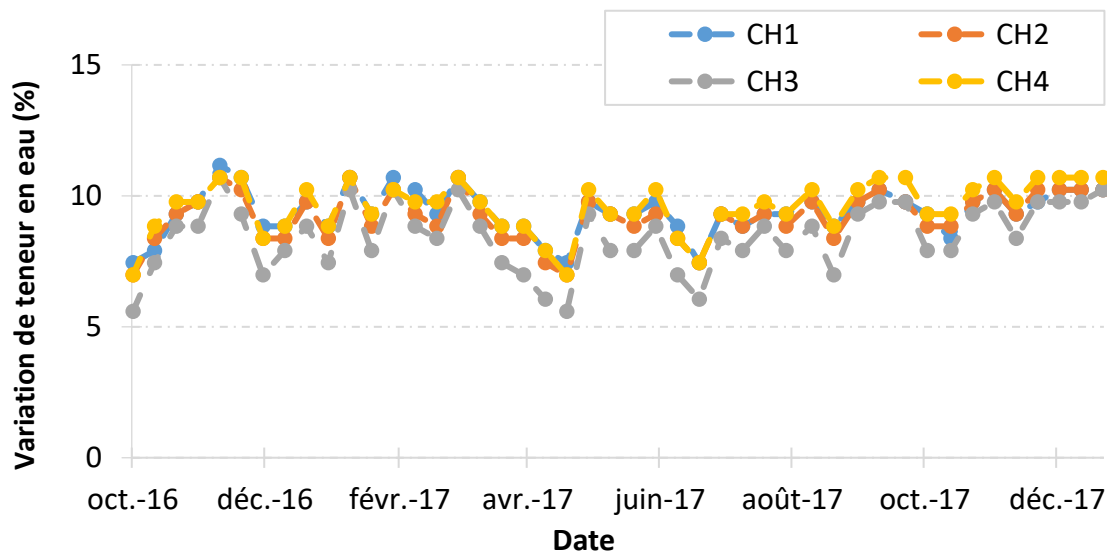


Figure V.10 - Variations à long terme de la teneur en eau sur la section 4, entre octobre 2016 et novembre 2017

V.3.2.2 Sections bitumineuses

Section 1

Sur la section 1, avec une sous-couche bitumineuse, en milieu de voie, on remarque d'après les courbes de la Figure V.11 que la teneur en eau reste pratiquement constante et proche de 4% (sonde CH1). Près du bord de la traverse, les variations de teneur en eau sont plus importantes : pour la sonde CH2, située toujours sous la sous-couche en GB, mais proche de son extrémité, la teneur en eau varie entre 4,5% et 7,5%. Des variations similaires sont obtenues pour la sonde CH3, située au-delà du bord de la couche bitumineuse, uniquement sous le matériau granulaire. Pour la sonde CH4, située également en bord de voie, les teneurs en eau massiques calculées varient entre 5% et 10% environ et sont analogues à celles mesurées sur la section 2, avec une sous-couche granulaire.

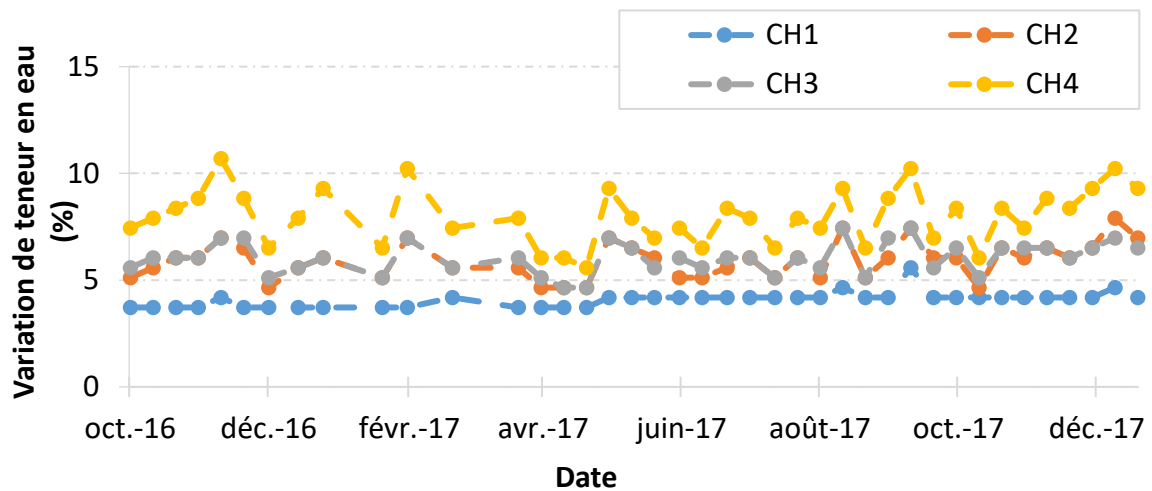


Figure V.11 - Variations à long terme de la teneur en eau sur la section 1, entre octobre 2016 et novembre 2017

Section 4

Comme le montre la Figure V.12, sur la section 4, avec une sous-couche bitumineuse, les variations de teneur en eau sont inférieures à celles de la section 1 probablement en raison des caractéristiques différentes du sol support ; le sol de la section 1 est sableux, donc plus perméable que le sol de la section 4 qui est argileux. En raison de ce sol support argileux, peu perméable, les teneurs en eau sont plus élevées en moyenne sur la section 4, mais varient moins dans le temps (entre 6.5 et 10.7 %). On note aussi que les teneurs en eau sont plus stables sous la couche bitumineuse, au niveau des sondes CH1 et CH2 (les valeurs sont comprises entre 7.9 et 8.4 %) que près du bord de la voie, au niveau des sondes CH3 et CH4, situées en dehors de la zone couverte par la couche bitumineuse (les valeurs sont comprises entre 6.5 et 8.9% pour CH3 et entre 8.3 et 10.7% pour CH4).

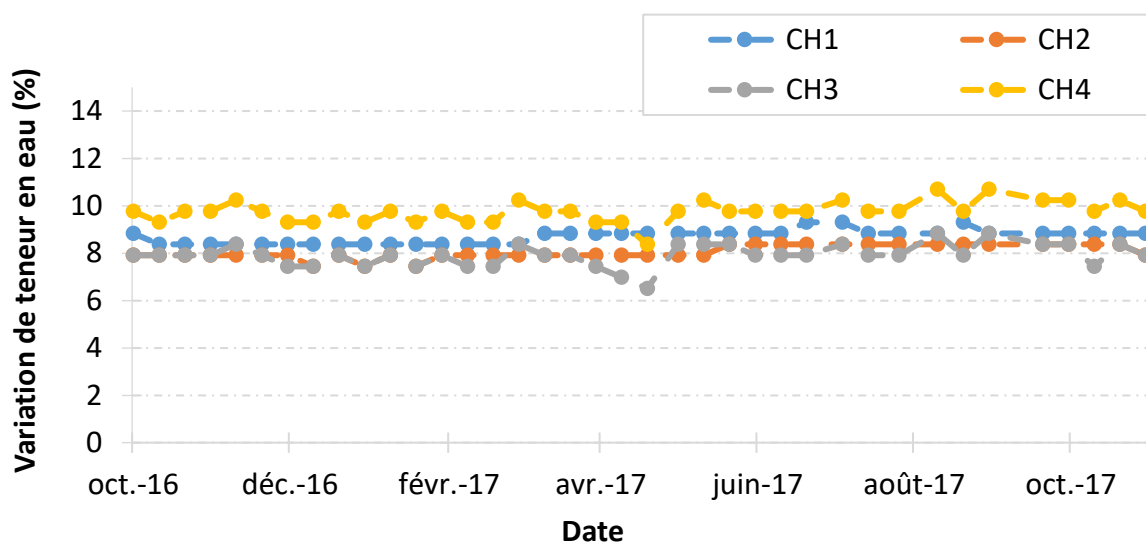


Figure V.12 - Variations à long terme de la teneur en eau sur la section 4, entre octobre 2016 et novembre 2017

V.4 Mesures de déflexion

On rappelle que deux capteurs de déplacement ancrés sont installés sur chacune des sections 1, 2 et 4. Comme expliqué dans le Chapitre I, ce type de capteur mesure le déplacement vertical de l'ensemble de la structure sous le ballast, jusqu'à une profondeur de 6 m. Les capteurs de déplacement vertical sont utilisés pour mesurer à la fois les déformations sous le passage des trains (déflexions) et les déplacements verticaux à long terme qui représentent les tassements de la voie.

On présente dans cette partie le tassement des structures des trois sections 1, 2 et 4 pour une durée de 30 mois. Les déplacements verticaux enregistrés sur toutes les sections instrumentées, entre octobre 2016 et avril 2019 sont illustrés sur la Figure V.13. Ces courbes représentent les tassements verticaux de la voie, au cours des deux premières années et demi de service, pour les structures avec sous-couches bitumineuses et granulaire de la LGV BPL.

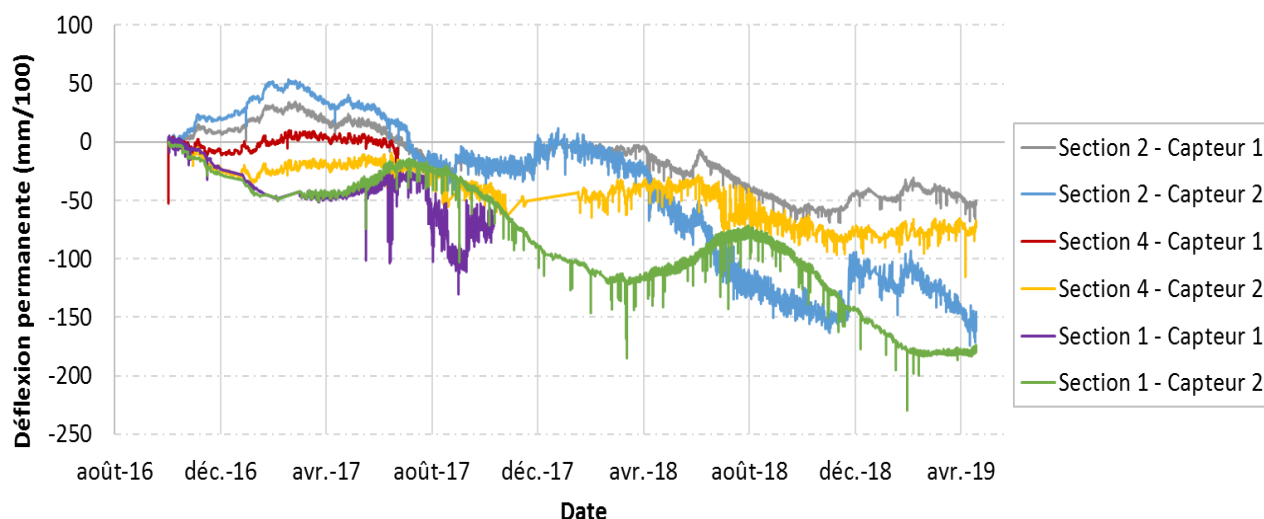


Figure V.13 – Déflexion mesurée en continu sur les sections 1, 2 et 4 pour une durée de 30 mois

Le sol de fondation contribue largement aux tassements de la voie. Le sol de fondation des sections 2 (granulaire) et 4 (bitumineuse) est composé principalement d'argile. Au contraire, le sol de la section 1 (bitumineuse) est composé de sable fin. Pour l'analyse qui suit, il est également important de rappeler que la circulation est semblable sur toutes les sections et que les conditions météorologiques sont similaires, les sections 1 et 4 étant proches l'une de l'autre (environ 20 km) et la section 2 à une distance d'environ 120 km.

La première observation de la Figure V.13 permet d'affirmer qu'il y a un changement dans l'évolution des tassements verticaux depuis juillet 2017, qui correspond à la date d'inauguration de la voie BPL au trafic commercial. Avant cette date, le trafic était limité aux différentes phases de test. Après l'ouverture au trafic, des trains chargés différemment (près de 30 trains par jour) ont franchi la ligne à une vitesse commerciale de 320 km.h^{-1} . Une légère augmentation du tassement est perceptible sur toutes les sections après cette date et semble être plus importante sur la section 1, avec un sol sableux. Deux capteurs ancrés ont cessé de fonctionner à un stade précoce : les capteurs n°1 des sections 1 et 4.

Le graphique n'indique aucune consolidation importante du sol, qui conduirait très probablement à un tassement régulier sur toute la période. De plus, aucune différence significative entre les tassements observés sur les sections bitumineuses par rapport à la section granulaire n'est observée. Cependant, l'analyse précise des mouvements du sol n'est pas évidente, car les variations de la teneur en eau ne sont pas connues (des sondes de la teneur en eau ont été installées uniquement dans la couche de GNT).

Néanmoins, les sections 2 (avec sous-couche granulaire) et 4 (avec sous-couche bitumineuse) semblent avoir le même comportement saisonnier : un gonflement, probablement dû à l'augmentation de la teneur en eau, semble se produire pendant la période hivernale, et une contraction pendant la période estivale conduisant à un léger déplacement vers le bas. Ceci est probablement lié au sol argileux présent sur ces deux sections. Les déplacements observés sur le tronçon 1 (avec sous-couche bitumineuse), avec un sol sableux, vont dans le sens inverse : des tassements sont observés en hiver, et un léger soulèvement est observé en été.

Globalement, les courbes de la Figure V.13 permettent de conclure que les tassements observés au cours de la période de deux ans sont très faibles pour toutes les sections, allant de 0,5 à 1,8 mm. Ces valeurs sont largement en dessous des spécifications fixées par la SNCF pour les voies ferrées à grande vitesse, qui définissent un tassement maximal tolérable de 10 mm pour la première année de mise en service.

V.5 Comparaison de la réponse des structures ferroviaires avec celle des chaussées routières

Une comparaison des variations de température a été réalisée entre les structure ferroviaire avec sous-couche bitumineuse de la voie BPL, et une structure routière comportant une épaisseur similaire de matériaux bitumineux.

Les structures ferroviaires sont les sections 1 et 4 de la LGV BPL. La structure routière considérée en comparaison est une structure mise en place sur le manège de fatigue des chaussées à l'IFSTTAR, à Nantes. Cette structure est composée d'une couche de grave-bitume de 10 cm, reposant sur une couche de grave non traitée.

Pour les trois structures, des sondes de températures sont placées à la base et au sommet de la couche bitumineuse.

La distance entre la structure routière de Nantes et les sites de la LGV BPL près du Mans est estimée à 180 km. Ce qui est suffisamment proche pour que les conditions climatiques soient quasi-similaires, afin de comparer les variations des différentes structures.

Températures journalières

La Figure V.14 compare les valeurs minimales et maximales de températures journalières mesurées au sommet de la couche bitumineuse pour la structure routière située à Nantes et au sommet des couches bitumineuses de la voie ballastée de la LGV BPL pour les sections 1 et 4.

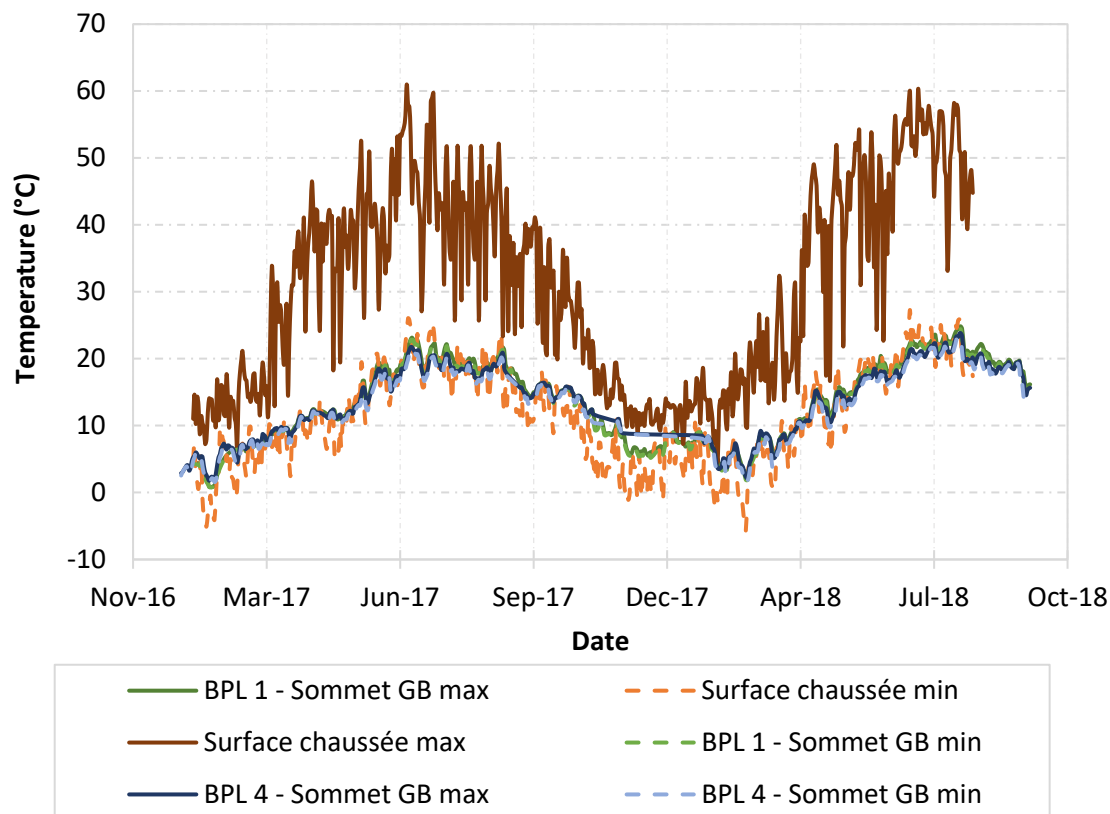


Figure V.14 - Comparaison de la variation de température entre la chaussée sur Nantes et les sections bitumineuses de la LGV BPL – les courbes pointillées désignent les valeurs minimales et les courbes complètes les valeurs maximales

Sur la Figure V.14, les courbes vertes et bleues correspondent aux sections bitumineuses 1 et 4 de BPL et indiquent 22 °C comme température maximale durant les périodes d'été les plus chaudes et 2°C comme température minimale en hiver. En comparaison, à la surface de la chaussée routière, la température peut atteindre environ 60 °C en été et -6 °C en hiver. Le sommet de la couche de GB dans les chaussées routières présente, en particulier, des températures beaucoup plus élevées en été que la sous-couche bitumineuse dans les structures ferroviaires. Les amplitudes de variation de température au cours d'une même journée sont aussi beaucoup plus importantes sur la chaussée routière (l'amplitude jour/nuit peut atteindre près de 40 °C) que dans les structures ferroviaires, où l'amplitude jour/nuit est très réduite, de l'ordre de 2 °C.

En conclusion, la couche de ballast limite considérablement les variations journalières et saisonnières de la température dans la sous-couche bitumineuse, par rapport à ce qui est observé dans les chaussées routières. Ces faibles variations de température sont favorables à la durabilité des enrobés bitumineux.

Gradients de température

Les gradients de température observés dans la couche de grave bitume de la chaussée routière sont présentés sur la Figure V.15, ainsi que les gradients calculés dans les sous-couches bitumineuses de la LGV BPL. La différence entre les deux types de structures est très importante. Les deux courbes

montrent des tendances similaires, avec principalement des gradients de température positifs (températures de surface plus élevées) pendant la période printemps-été et des gradients négatifs en automne - hiver, mais avec des niveaux très différents. Pour la structure de chaussée routière, les gradients de température atteignent des valeurs maximales positives de $2^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ et négatives minimales de $-0,5^{\circ}\text{C}/\text{cm}$, tandis que les valeurs maximales et minimales trouvées pour les sites de BPL sont de $+0,15^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ et de $-0,2^{\circ}\text{C}/\text{cm}$. Dans la structure de la voie ferrée, les gradients de température peuvent être négligés et une température constante peut être considérée dans la couche bitumineuse à des fins de modélisation, ce qui n'est pas possible pour une structure de chaussée routière.

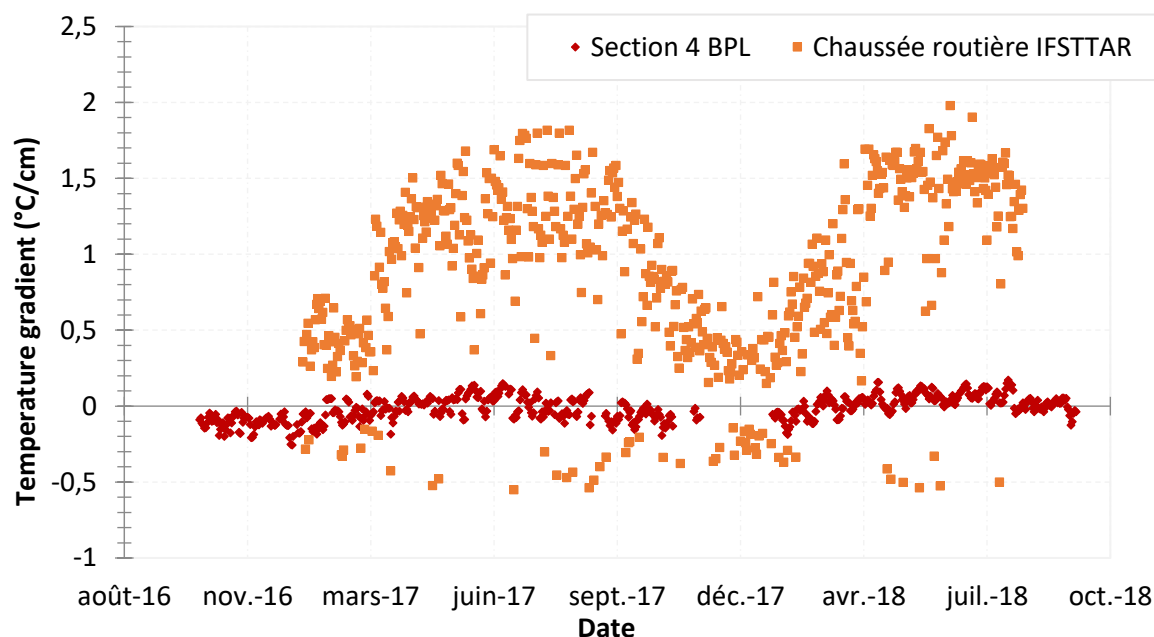


Figure V.15 - Comparaison des gradients de température entre le sommet et la base de l'enrobé bitumineux sur la section 4 de la LGV BPL et la chaussée test de Nantes

En outre, les variations de module correspondant aux variations de température enregistrées dans un matériau type GB4 à une fréquence de 10 Hz sont comparées dans le Tableau V.1 pour la chaussée routière sur Nantes et pour la sous-couche bitumineuse sur BPL. On voit que l'amplitude des variations de module est considérablement réduite dans la voie ferrée, ce qui devrait considérablement réduire les risques de phénomènes de détérioration dus aux températures élevées (orniérage) ou les risques de fissuration thermique dus aux températures basses, courantes sur les chaussées routières. Ces faibles variations de module sont très favorables pour la durabilité de la sous-couche bitumineuse dans les structures ferroviaires.

Tableau V.1 - Variations de module typiques d'une GB4 en fonction de la température

	Chaussée routière		LGV BPL	
Température	T° max : 60°C	T°min : -6°C	T° max : 22°C	T°min : 2°C
Module de la GB4 (à 10Hz)	1 067 MPa	23 000 MPa	6 860 MPa	18 860 MPa

V.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a étudié les évolutions saisonnières des différentes sections instrumentées de la ligne à grande vitesse « Bretagne - Pays de Loire », durant une période de 30 mois, en termes de températures et de teneurs en eau. Le tassement des différentes structures de la ligne est aussi étudié. De plus, une comparaison entre les variations de température au sommet de la couche d'enrobé bitumineux de la LGV BPL et d'une structure de chaussée routière située à Nantes a été réalisée.

Les tassements sur tous les tronçons de la LGV BPL, bitumineux ou conventionnels, varient entre 0,5 et 1,5 mm après deux ans et sont jugés minimales selon les règles de la SNCF en matière de conception des voies ferrées. Aucune différence significative n'a été observée entre les tassements observés sur les structures avec sous-couche bitumineuse, par rapport à la section granulaire traditionnelle.

L'intérêt de la sous-couche bitumineuse pour améliorer le drainage de l'eau et protéger la plateforme contre l'infiltration d'eau de pluie a été clairement démontré. L'application d'une sous-couche de GB4 permet de réduire l'infiltration d'eau dans les couches inférieures de la voie ferrée, évitant ainsi les problèmes de perte de capacité portante et de détérioration du sol de fondation lors des périodes de pluie.

Compte tenu de l'importance de la température sur les performances mécaniques et la durée de vie des enrobés bitumineux, les résultats confirment que les variations de température sont considérablement limitées dans les sous-couches bitumineuses sur les LGV, malgré des conditions environnementales et climatiques sévères.

En conclusion, l'utilisation de couches en GB dans la construction des structures ferroviaires contribue efficacement à la protection du sol de fondation contre les infiltrations d'eau. De plus, la couche de ballast joue un rôle important dans la protection des couches sous-ballast contre les variations de température. Ainsi, les variations de température dans les sous-couches bitumineuses sur les voies ferrées ballastées sont considérablement réduites, ce qui renforce l'intérêt d'utiliser l'enrobé bitumineux pour les applications ferroviaires.

Chapitre VI Première analyse des mesures de la phase d'exploitation commerciale

VI.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'analyse des mesures enregistrées sur la LGV BPL durant la phase d'exploitation commerciale qui a débuté avec l'inauguration de la voie le 1^{er} juillet 2017. Il est à noter qu'un très grand nombre de passages de trains a été enregistré durant cette période (plus de 20000 passages), et seule une première analyse, partielle, de ces données très riches a pu être réalisée dans cette thèse. Elle a porté principalement sur l'analyse des mesures de déflexion et d'accélération. Il faut également mentionner que l'analyse des mesures lentes (températures, teneurs en eau, tassements), enregistrées pendant toute la durée de la thèse (23 mois de mesures) a déjà été réalisée dans le Chapitre V, sans distinguer la phase de tests, et la phase d'exploitation commerciale, et n'est pas reprise dans ce chapitre.

On présente en premier lieu les méthodes de traitement de données développées pour cette phase, pour les mesures de déflexion des sections 1, 2 et 4 et les mesures des accélérations verticales au sommet de la sous-couche sur les sections 2 et 4, ainsi que la procédure d'identification des types de trains ayant circulé sur la voie. Ensuite les différentes mesures réalisées sont analysées par section, pour une durée de 23 mois de service de la voie. On termine par une comparaison des déflexions et des accélérations verticales au sommet de la sous-couche mesurées sur la section avec une sous couche granulaire et la section avec une sous-couche bitumineuse.

Les sollicitations produites par les trains de travaux durant la durée de suivi ont été analysées, et sont présentées en annexe

VI.2 Traitement des données

VI.2.1 Description générale

Depuis la mise en service de la ligne à grande vitesse BPL qui relie Paris à Rennes, plus de 20000 TGV ont circulé sur la voie (dans chaque sens), ce qui génère un grand nombre de fichiers de mesures sur les quatre sections (en moyenne 23 trains par jour par section). Il était donc nécessaire de mettre en place des procédures automatiques de traitement des données, en utilisant le logiciel Scilab.

Les différentes routines qui ont été développées et programmées pour le traitement des données de cette phase permettent de réaliser les opérations suivantes :

1. Lire les fichiers de données de la section à étudier pour la date désirée, à partir des données de mesure stockées sur le serveur.
2. Obtenir la date et l'heure exacte de passage de chaque TGV sur la section.
3. Calculer la vitesse du TGV passé à cette date à partir d'un signal d'accélération verticale enregistré pour ce passage. Etant donné que les essieux des TGV sont espacés de 3 m, nous pouvons calculer la vitesse du TGV à partir de l'intervalle de temps séparant les pics successifs (correspondant à deux essieux) d'un signal d'accélération verticale. La vitesse du TGV est obtenue en divisant la distance qui sépare les deux essieux par l'intervalle de temps correspondant.
4. Filtrer les signaux de capteurs enregistrés à l'aide d'un filtre passe-bas pour ce même passage (en utilisant le même traitement que durant la phase de montée en vitesse, expliqué au Chapitre III)
5. Déterminer le nombre de bogies du TGV circulant sur la voie. Quatre types de TGV ont ainsi été identifiés : des TGV simples à 13 et 15 bogies, et des TGV doubles à 26 et 30 bogies
6. Tracer les signaux temporels des différents capteurs
7. Calculer les valeurs maximales et minimales des signaux des capteurs.

Ces étapes ont été programmées sur Scilab pour les 4 sections instrumentées, en se limitant au traitement des mesures des accéléromètres placés au sommet des sous-couches et des capteurs ancrés de déflexion.

Il est important de signaler que la méthode de « cumul des bogies porteurs » n'a pas été appliquée pour les données de la phase commerciale comme c'était le cas pour la phase de montée en vitesse, en raison du grand nombre de passages de TGV enregistrés et de la plus grande complexité d'application de la méthode, dans le cas de plusieurs types de trains, avec différents nombres de bogies. De plus, il semblait pertinent de mettre au point une procédure de traitement des données applicable sur le long terme. Les capteurs de déflexion ancrés, utilisée pour la « méthode de cumul des bogies porteurs » étant des capteurs fragiles (deux capteurs ne fonctionnent plus alors que tous les autres fonctionnent encore), nous avons préféré de pas les utiliser.

Par ailleurs, pour le suivi de la voie, en phase commerciale, il semble pertinent de surveiller les accélérations maximales générées par le train, plutôt que des accélérations « moyennes », obtenues sur un signal moyen, calculé sur l'ensemble des bogies porteurs.

En analysant les valeurs maximales d'accélérations ainsi calculées, et en comparant avec la méthode de cumul des bogies porteurs, on constate qu'il peut y avoir une légère différence au niveau des accélérations maximales et minimales obtenues, en particulier pour les valeurs minimales (négatives), comme illustré sur la Figure VI.1. La valeurs maximales et minimales calculées sont

$\gamma_z^{haut} = 0.30 \text{ m.s}^{-1}$ et $\gamma_z^{bas} = -0.26 \text{ m.s}^{-1}$, respectivement, alors que les valeurs moyennes obtenues avec la méthode de cumul des bogies porteurs sont $\gamma_z^{haut} = 0.28 \text{ m.s}^{-2}$ et $\gamma_z^{bas} = -0.23 \text{ m.s}^{-2}$. L'écart entre les deux valeurs d'accélérations positives est égal à 6% et entre les valeurs d'accélération négatives à 11%.

Une comparaison identique est faite en terme de déflexion dans la Figure VI.2. L'écart entre la valeur maximale de déflexion mesurée (29 mm/100) et la valeur maximale moyenne obtenue avec la méthode de cumul des bogies porteurs (26 mm/100) est de 10.3%.

Par analogie avec la méthode routière, on notera déflexion maximale, la valeur la plus importante dans le sens négatif (par exemple, sur le graphique, la déflexion de -29 mm/100 sera par la suite, nommée déflexion égale à 29 mm/100 et sera considérée comme la déflexion maximale).

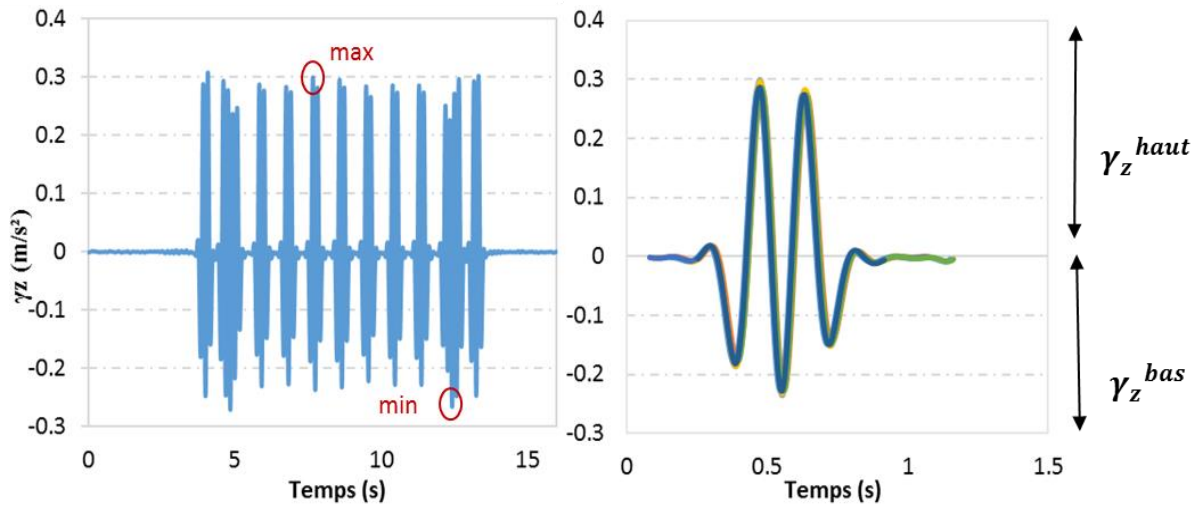


Figure VI.1 - Comparaison entre le signal complet d'accélération verticale du passage d'un TGV en novembre 2017 sur la section granulaire et le signal « moyen » obtenu par superposition des signaux des bogies porteurs.

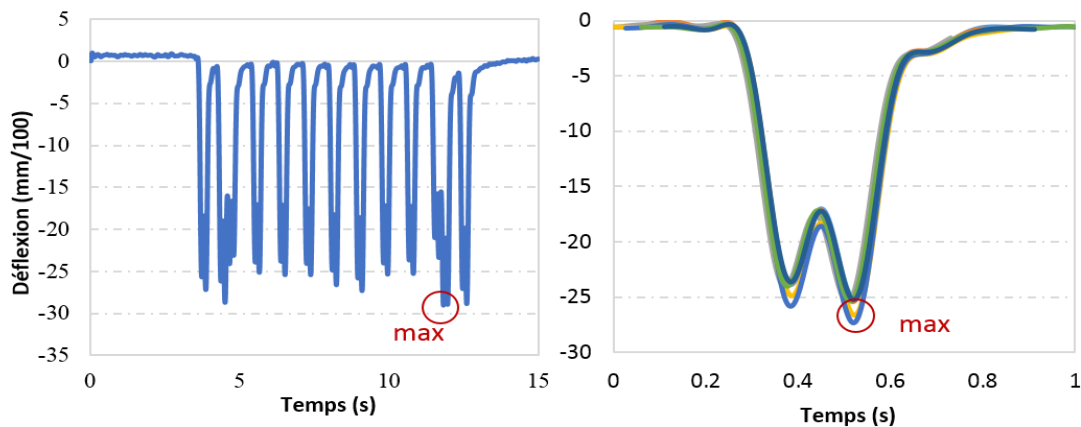


Figure VI.2 - Comparaison entre le signal complet de déflexion du passage d'un TGV en novembre 2017 sur la section granulaire et le signal « moyen » obtenu par superposition des signaux des bogies porteurs.

VI.3 Caractérisation du trafic pendant la phase commerciale

Comme mentionné précédemment, quatre types de TGV circulant sur les sections de la LGV BPL sont détectés. A titre d'exemple, on présente dans la Figure VI.3 les profils temporels de déflexion correspondant à deux passages de trains simples avec des nombre de bogies différents, respectivement 13 bogies (a) et 15 bogies (b), sur la section 4 à $V=280 \text{ km.h}^{-1}$, le 1^{er} juillet 2017, le jour de l'inauguration de la voie. D'autre part, des profils illustrant les mesures de déflexion enregistrées pour deux passages de trains doubles, à 26 bogies (a) et à 30 bogies (b), ayant circulé sur la même section de voie, le même jour, sont présentés sur la Figure VI.4.

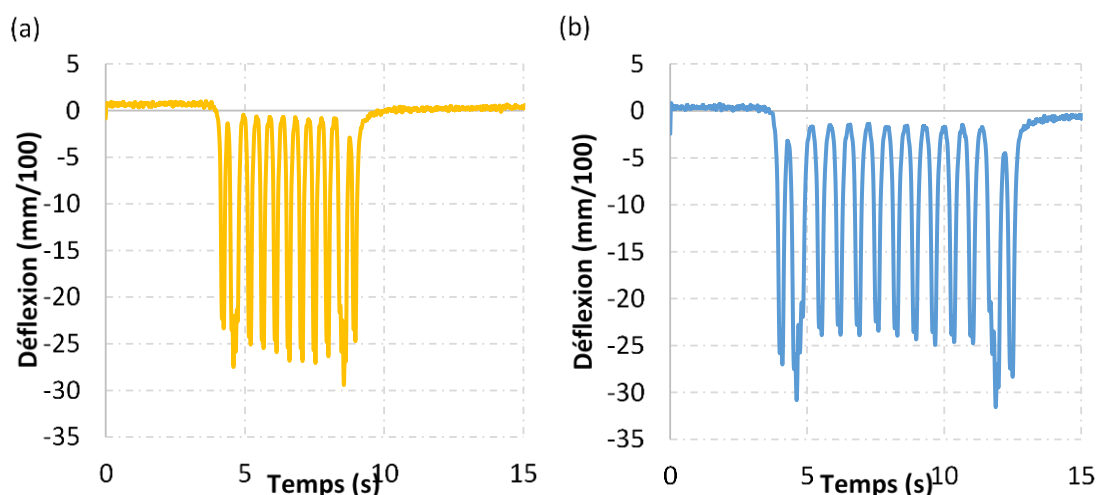


Figure VI.3 - Profils temporels de déflexion d'un train simple à 13 bogies (a) et à 15 bogies (b), ayant circulés sur la section 4 en juillet 2017

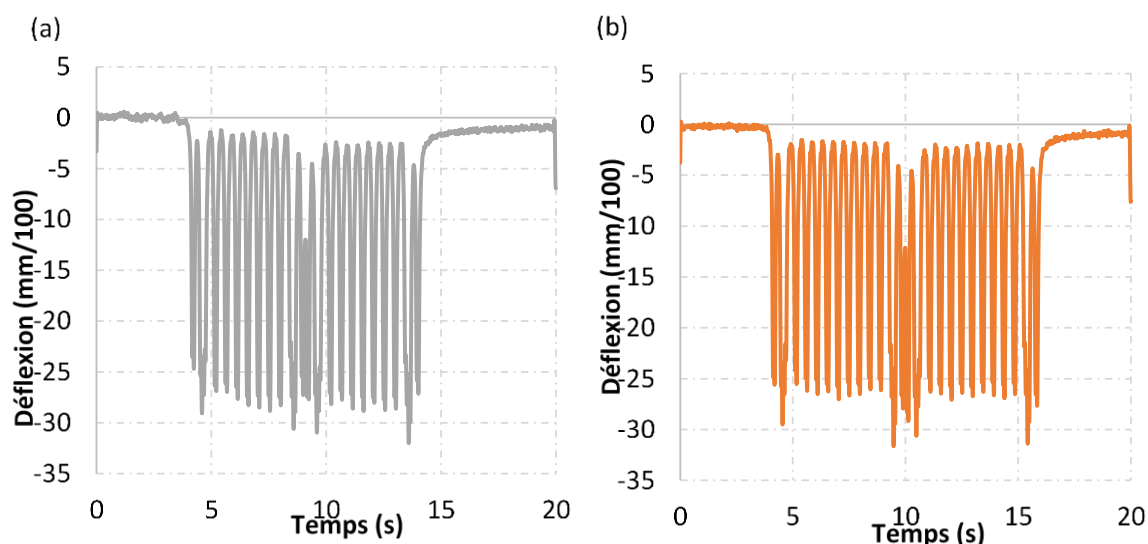


Figure VI.4 - Profils temporels de déflexion d'un train double à 26 bogies (a) et à 30 bogies (b), ayant circulés sur la section 4 en juillet 2017.

Pour la suite de l'analyse, la valeur maximale de la déflexion (correspondant au pic le plus élevé) a été retenue pour chaque passage de TGV sur chaque section et pour la durée de service allant de Juillet 2017 jusqu'à Mai 2019. Les signaux de passage des trains de travaux sur les différentes sections ont été identifiés et supprimés. Nous présentons les résultats obtenus pour les sections 2, 4 et 1, respectivement.

VI.4 Analyse des mesures

VI.4.1 Mesures de déflexion

Dans cette partie, on présente les résultats d'un seul capteur ancré de déflexion (capteur 1) pour la section 2 granulaire. Les données du 2^{ème} capteur sont présentées en annexe. Pour les sections 1 et 4

bitumineuses, un seul capteur de déflexion était encore en fonctionnement sur chaque section pendant cette phase.

VI.4.1.1 Section 2

On présente d’abord un zoom sur une journée de circulation normale sur la LGV BPL, le 26 mai 2018. Les 4 types de trains sont enregistrés durant cette journée, avec un total de 26 passages de TGV sur la section 2, à sous-couche granulaire. La Figure VI.5 montre les déflexions maximales mesurées pour ces passages de TGV sur la section 2, en distinguant les différents types de train. Les déflexions varient entre 27 et 37 mm/100, sans différence significative suivant le type de train.

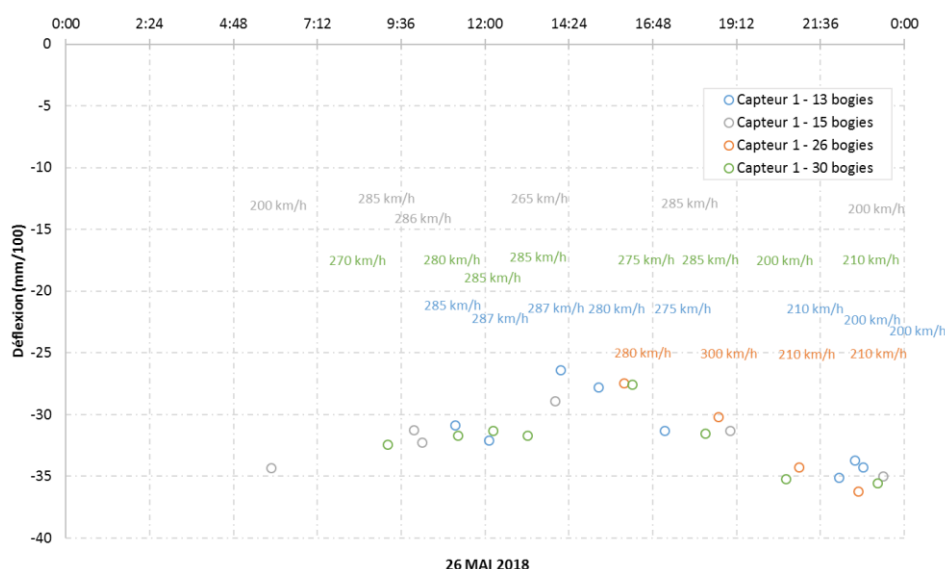


Figure VI.5 - Déflexions maximales mesurées pour les passages de TGV sur la section granulaire, le 26 mai 2018, suivant les types de trains.

Sur la section 2 granulaire, plus de 16000 passages de TGV ont été enregistrés pendant la période de service exploitée (23 mois). Tous ces passages ont été exploités et les valeurs maximales de déflexion enregistrées par les capteurs de déflexion ancrés sont tracées par type de train et par ordre chronologique de passage sur la section. La Figure VI.6 présente les valeurs maximales, enregistrées par le capteur de déflexion ancré 1, en distinguant les quatre types de trains circulant sur la LGV: les trains simples à 13 et 15 bogies, et les trains doubles à 26 et 30 bogies. On observe que le type de train n'a pas d'influence sur la déflexion de la structure sous ballast. Par contre, sur cette structure, à sous-couche granulaire, les déflexions semblent présenter des variations saisonnières, avec des valeurs un peu plus élevées en hiver qu'en été.

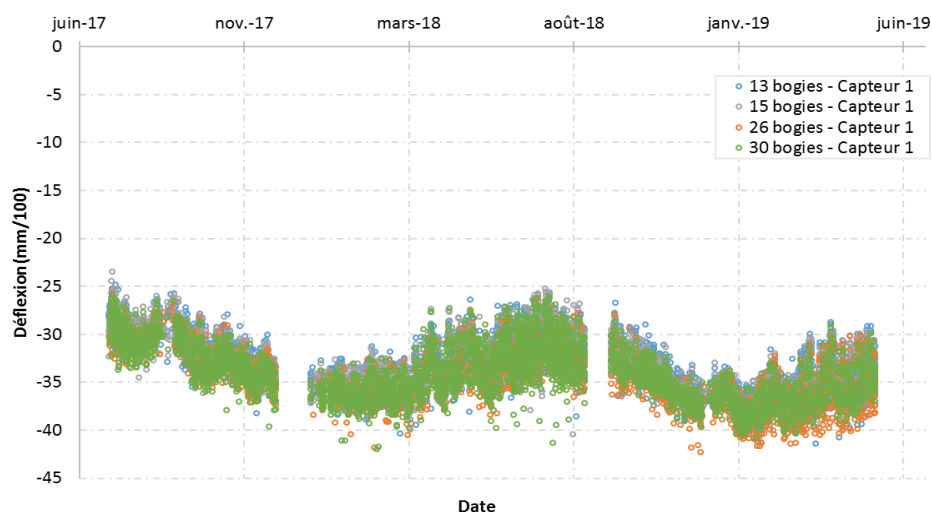


Figure VI.6 - Déflexions maximales mesurées sur la section granulaire pendant la phase commerciale, par ordre chronologique de passage des trains, sur une durée de 23 mois.

La Figure VI.7 présente les valeurs maximales des déflexion obtenues pour les TGV circulant sur la ligne (section avec sous couche granulaire), en fonction de leur vitesse, variant de 150 à 320 km.h^{-1} . Chaque point correspond à un pic de déflexion par passage. On peut voir que les valeurs de déflexion ne varient pas avec la vitesse, et sont comprises dans une plage variée entre 25 et 42 $\text{mm}/100$.

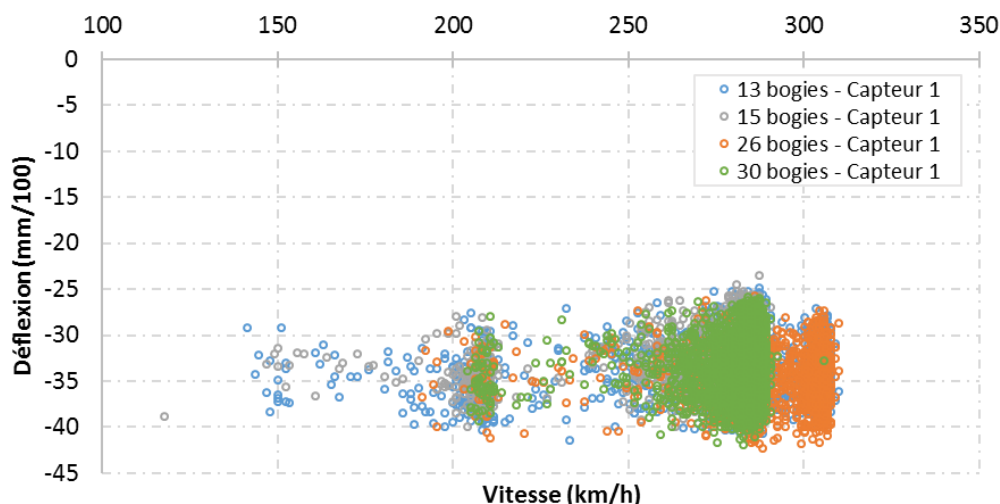
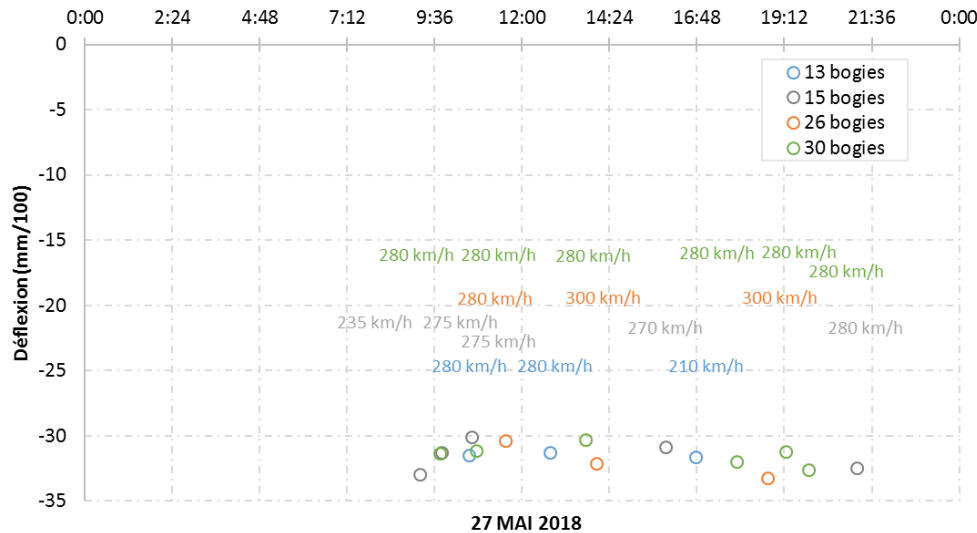


Figure VI.7 - Déflexions maximales mesurées sur la section granulaire pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction de la vitesse de circulation des TGV

VI.4.1.2 Section 4

Deux capteurs de déflexion ancrés ont été installés sur la section 4, mais depuis juin 2017, seul un capteur fonctionne.

La Figure VI.8 présente un zoom sur les mesures réalisées durant la journée du 27 mai 2018, pendant le service commercial de la voie, en différenciant les différents types de trains, pour la section 4 avec sous couche bitumineuse. La déflexion maximale enregistrée à cette date sur la section varie entre 30 et 35 $\text{mm}/100$, et ne varie pas en fonction du type de trains.



L'influence du type de trains sur les déflexions mesurées, pour toute la phase d'exploitation commerciale, sur la section 4 avec sous couche en grave bitume est présentée sur la Figure VI.9. Cette figure représente les pics de déflexion obtenus pour les différents types de TGV, simples et doubles, ayant circulé sur la voie, avec une vitesse supérieure à 100 km.h^{-1} . On peut conclure que la déflexion de la structure sous ballast ne dépend pas du type de train. On peut aussi voir que les déflexions diminuent légèrement au début de la phase d'exploitation commerciale, mais tendent à se stabiliser à partir de mars 2018, sans présenter ensuite de variations saisonnières, contrairement à ce qu'on observait sur la section 2.

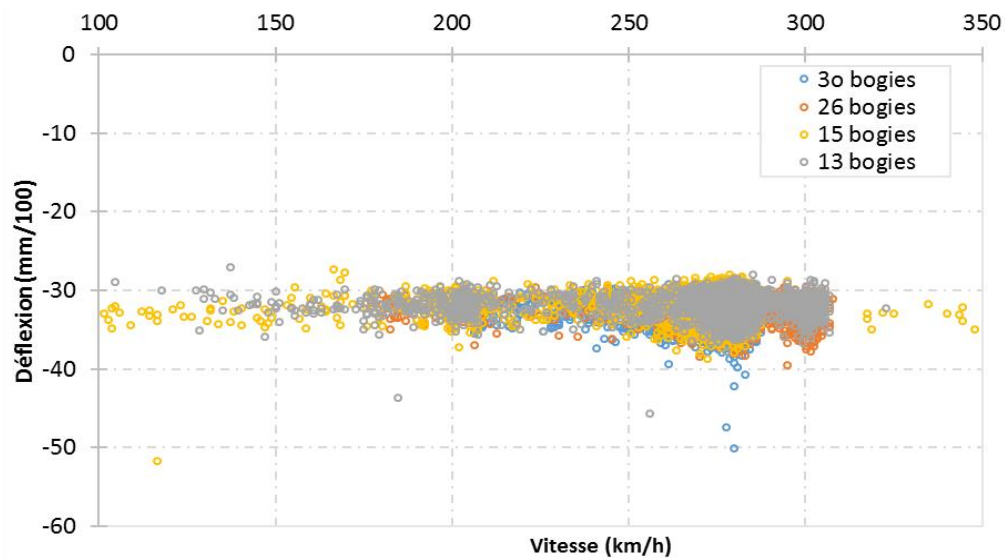


Figure VI.10 - Déflexions maximales mesurées sur la section 4 bitumineuse, pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction de la vitesse des trains.

VI.4.1.3 Section 1

La section 1 est une section avec une sous couche bitumineuse, reposant sur un sol sableux. Les mesures du capteur de déflexion ancré fonctionnant toujours sur cette section ont été exploitées depuis la mise en service de la voie (juillet 2017) jusqu'à mai 2019. La Figure VI.11 présente les valeurs maximales de déflexion mesurées pour les différents types de trains, par ordre chronologique de passage. On rappelle que chaque point du graphique représente le maximum du signal de déflexion enregistré pour un passage de train. On observe que les déflexions sont plus élevées sur cette section que sur les sections 2 et 4, et varient entre 48 mm/100 et 70 mm/100. Comme sur la section 2, on observe ici des variations saisonnières de la déflexion, avec des valeurs qui augmentent pendant les mois hivernaux, allant jusqu'à 70 mm/100, et diminuent pendant les mois d'été. Les déflexions plus élevées observées sur cette section, et les variations saisonnières s'expliquent probablement par la présence d'un sol de nature différente, constitué de sable fin. Des venues d'eau avaient été observées dans ce sol lors des reconnaissances géotechniques, ce qui peut expliquer les pertes de portance lors des périodes pluvieuses.

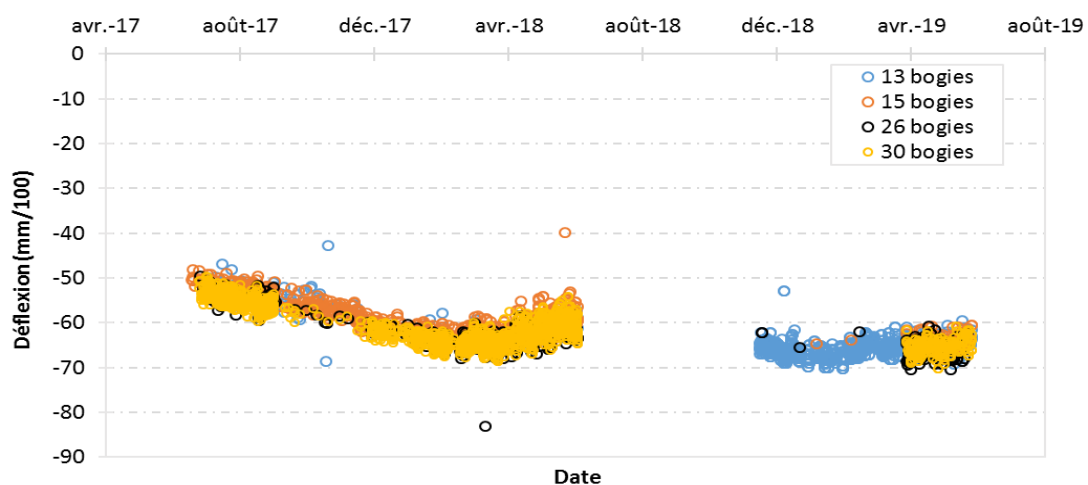


Figure VI.11 - Déflexions maximales mesurées sur la section 1 avec sous couche bitumineuse, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains.

VI.4.2 Mesures d'accélération

Dans cette partie, on présente l'analyse des mesures des accéléromètres placés au sommet des sous-couches, pour la phase de circulation commerciale, dont le traitement est décrit dans le paragraphe VI.2. On a sélectionné les résultats des mesures de quelques accéléromètres, équipant les différentes sections. Les résultats des autres accéléromètres se trouvent en annexe. Seules les valeurs maximales et minimales des accélérations sont analysées. On rappelle que les valeurs maximales (positives) correspondent aux accélérations verticales dirigées vers le haut et les valeurs minimales (négatives) aux accélérations dirigées vers le bas.

Les résultats de la section 2 (avec sous couche granulaire) sont présentés en premier lieu, avant de passer aux sections avec sous couches bitumineuses 4 et 1, respectivement.

VI.4.2.1 Section 2

Les valeurs minimales et maximales des signaux d'accélération enregistrés sur une journée (le 26 mai 2018) sont tout d'abord présentées. 26 passages de TGV sont enregistrés sur la section à sous-couche granulaire. La Figure VI.12 montre les pics d'accélérations positifs et négatifs mesurés par l'accéléromètre AS2 situé sous l'axe du rail, pour ces passages de TGV, suivant le type de train. On remarque que les accélérations maximales varient entre 0.5 et 1.5 m.s^{-2} , indifféremment du type de train.

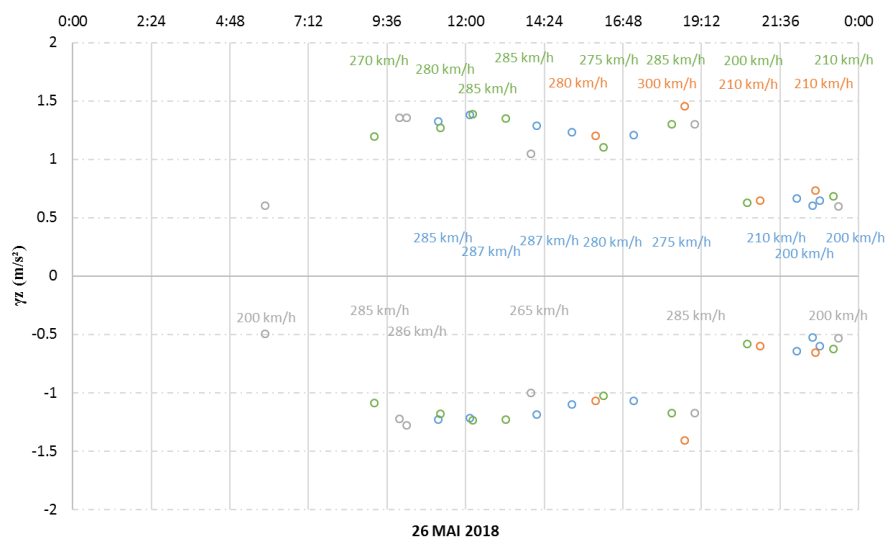


Figure VI.12 - Accélérations maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS2, situé sous l'axe du rail, pour les passages de TGV sur la section granulaire, le 26 mai 2018, suivant les types de trains.

On passe ensuite à l'analyse des valeurs maximales et minimales des accélérations verticales au sommet de la couche granulaire. Ces accélérations sont tracées sur la Figure VI.13 (pour le capteur AS2) et sur la Figure VI.14 (pour le capteur AS6), par ordre chronologique de passages des trains. Ces deux accéléromètres sont placés sous le rail extérieur. On remarque que les accélérations sont assez stables pendant toute la période de mesure, sauf pendant une courte période en Septembre 2017, où elles semblent plus élevées. Pour le capteur AS2, pour la majorité des passages des TGV, on observe deux plages principales d'accélérations : l'une positive, avec des valeurs comprises entre 1 et 2 m.s^{-2} environ, et l'autre négative, avec des valeurs du même ordre (entre -1 et -2 m.s^{-2}). Pour le capteur AS6, on observe

les deux mêmes plages d'accélération, mais on peut aussi noter un certain nombre de valeurs d'accélération positives plus élevées, allant jusqu'à 4 m.s^{-2} . Il semble que compte tenu de sa position vis-à-vis des traverses (position non connue avec précision), ce capteur détecte des pics d'accélération plus élevés, (peut-être dus à des défauts de roue) visibles sur les signaux temporels de cet accéléromètre.

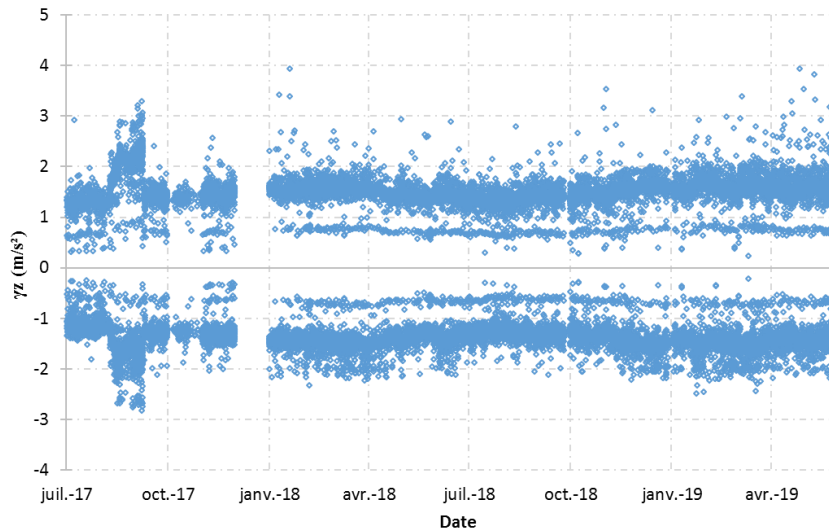


Figure VI.13 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS2, situé sous l'axe du rail extérieur, sur la section granulaire, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains.

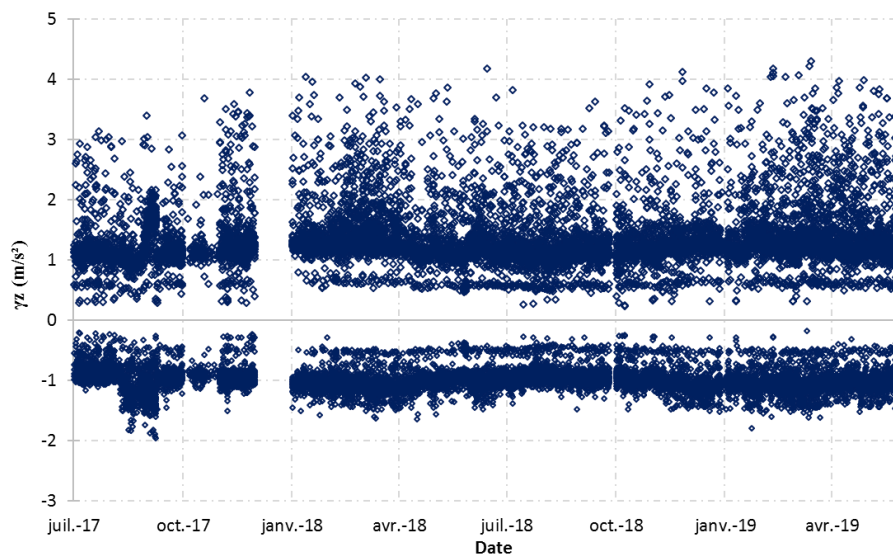


Figure VI.14 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS6, situé sous l'axe du rail extérieur, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains.

A titre d'exemple, la Figure VI.15 montre les signaux des accélération enregistrés par les accéléromètres AS2, AS4 et AS6, tous situés sous le rail extérieur de la section 2, pour un passage de TGV le 2 mars 2018, à la vitesse $V=285 \text{ km.h}^{-1}$. Un pic d'accélération, au niveau du bogie porteur numéro 2 (probablement dû à un défaut de roue) est bien visible sur le signal de l'accéléromètre AS6, et absent sur les signaux des deux autres accéléromètres. Ce pic correspond à une valeur élevée d'accélération visible sur la Figure VI.14.

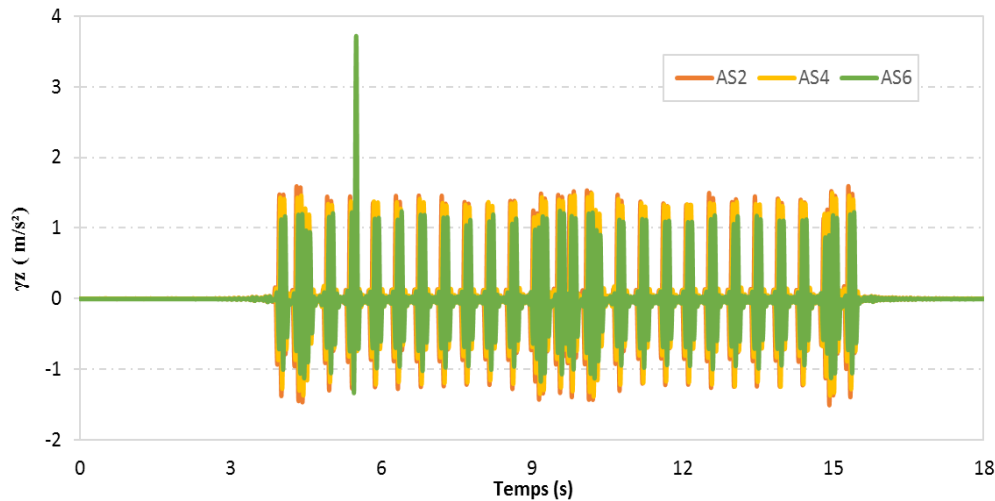


Figure VI.15 - Profils temporels d'accélérations verticales des accéléromètres situés sous l'axe du rail extérieur, au sommet de la couche granulaire, pour un passage du TGV le 2 mars 2018 à $V=285$ km/h sur la section 2.

Etant donné que plusieurs types de trains circulent sur la voie, on propose d'analyser les mesures par type de train. Pour cela, la Figure VI.16 compare les valeurs des accélérations mesurées par le capteur AS2 (situé sous le rail extérieur), pour les trains simples à 13 bogies et les trains doubles à 30 bogies. La Figure VI.17 présente les mêmes comparaisons, pour le capteur AS6 (situé sous le rail extérieur). On peut voir que globalement, les niveaux d'accélérations produits par les 2 types de trains sont les mêmes. Toutefois, les trains à 30 bogies semblent produire plus de signaux avec des pics d'accélérations positives élevés, dépassant 2 m.s^{-2} .

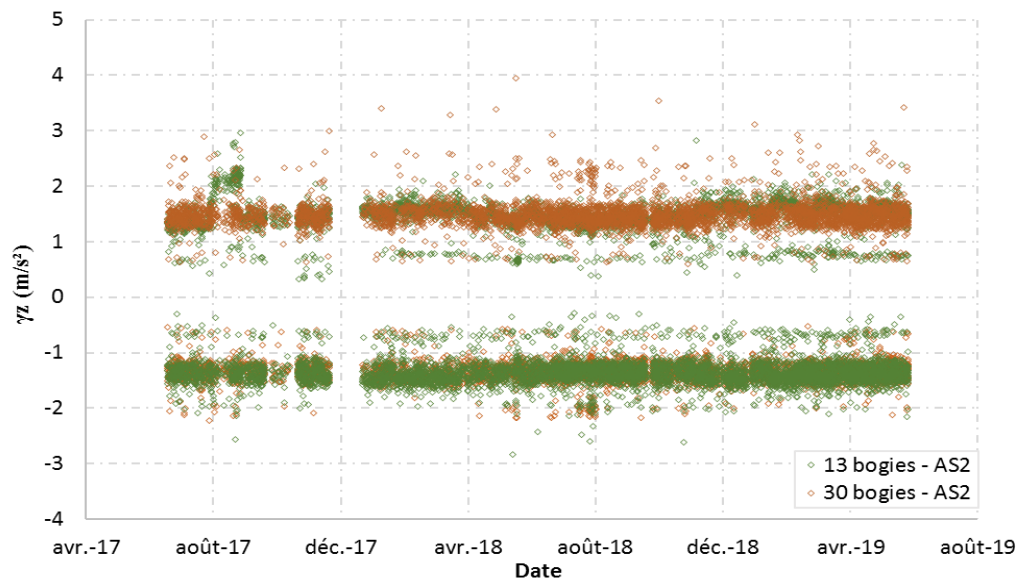


Figure VI.16 - Valeurs d'accélérations verticales maximales et minimales de l'accéléromètre AS2, situé sous l'axe du rail extérieur, situé sur la section granulaire, en fonction du type de train, simple ou double

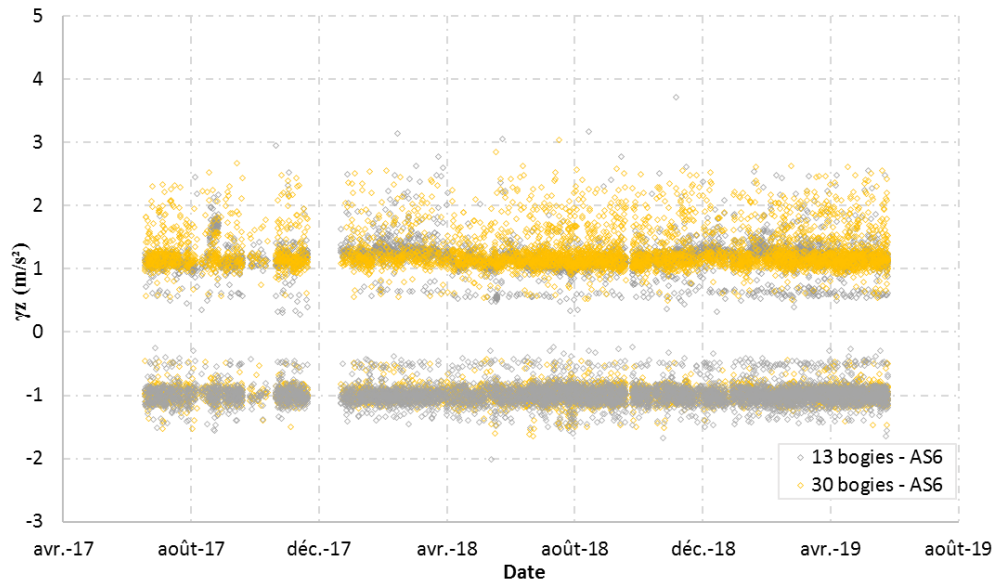


Figure VI.17 - Valeurs d'accélération verticales maximales et minimales de l'accéléromètre AS6 situé sous l'axe du rail extérieur, situé sur la section granulaire, en fonction du type de train, simple ou double

Dans un deuxième temps, on regarde l'évolution des accélérations en fonction des vitesses de circulation des TGV. La Figure VI.18 présente les mesures de l'accéléromètre AS2, placé sous l'axe du rail. Elle montre une augmentation quadratique des valeurs d'accélérations dirigées vers le haut avec la vitesse des TGV, similaire à celle observée pendant la phase de montée en vitesse. Par contre, on ne retrouve pas cette évolution avec la vitesse pour les accélérations dirigées vers le bas. On constate aussi que les valeurs des accélérations sont plus dispersées pour les vitesses élevées, supérieures à 270 km.h^{-1} environ. C'est pour ces vitesses élevées que l'on observe des accélérations nettement supérieures à la moyenne pour certains passages, allant jusqu'à 4 m.s^{-2} .

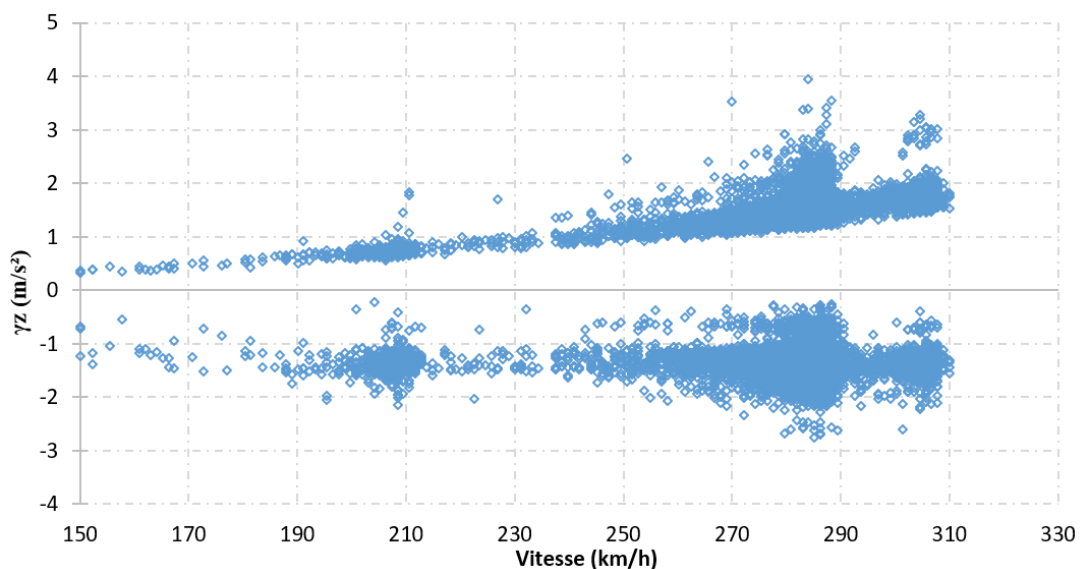


Figure VI.18 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS2, situé sous l'axe du rail, sur la section granulaire, en fonction de la vitesse de passage des trains.

Dans la suite de l'étude, on a séparé les passages des TGV en fonction de leur vitesse de circulation : supérieure à 215 km.h^{-1} et inférieure à 215 km.h^{-1} . Pour ces deux plages de vitesses, on a tracé, dans

l'ordre chronologique des passages des trains, les valeurs maximales des accélérations, dirigées vers le haut et vers le bas, mesurées par l'accéléromètre AS2, situé sous le rail extérieur, sur la Figure VI.19.

La Figure VI.19 fait clairement apparaître 2 niveaux d'accélérations positives et négatives, pour tous les signaux d'accélération au sommet de la couche granulaire. Pour les trains circulant à une vitesse supérieure à $V = 215 \text{ km.h}^{-1}$, les accélérations sont pratiquement deux fois plus élevées que pour les trains circulant à $V < 215 \text{ km.h}^{-1}$. Pour l'instant, nous n'avons pas d'explication à ce phénomène.

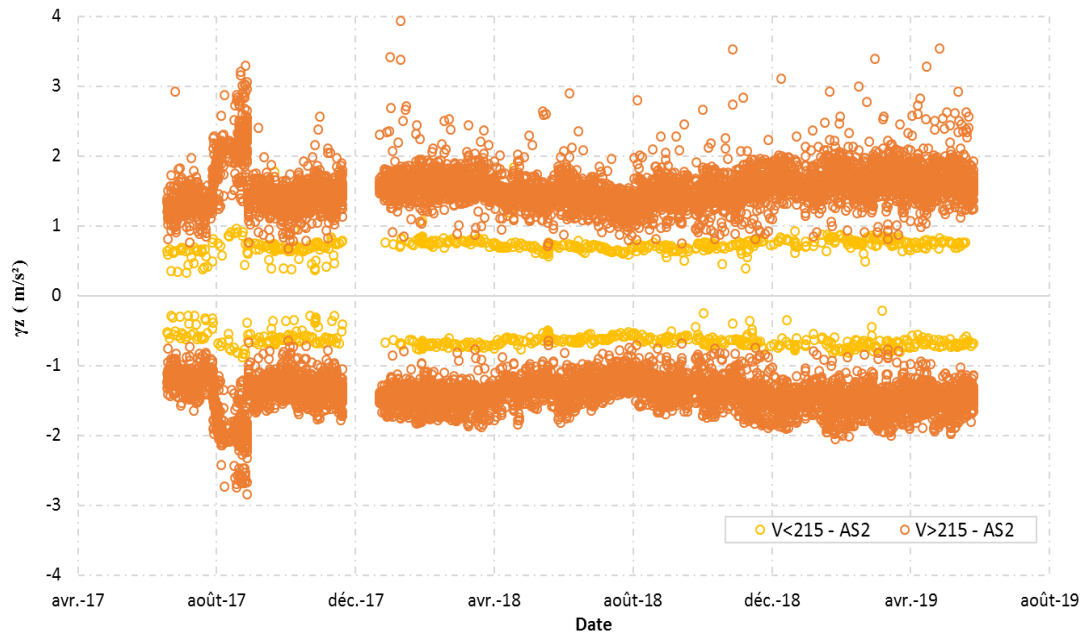


Figure VI.19 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS2, situé sous l'axe du rail, pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction des plages de vitesse, $V < 215 \text{ km/h}$ et $V > 215 \text{ km/h}$

VI.4.2.2 Section 4

On commence l'analyse par la présentation des accélérations maximales et minimales enregistrées durant une journée de circulation normale le 27 mai 2018. 17 passages de TGV ont été enregistrés ce jour sur la section avec sous couche bitumineuse. La Figure VI.20 illustre les pics d'accélérations positifs et négatifs mesurés par l'accéléromètre A6, situé entre les deux rails, durant cette journée en fonction du type de train. Nous pouvons observer que le type de train n'a pas d'influence sur les valeurs des accélérations.

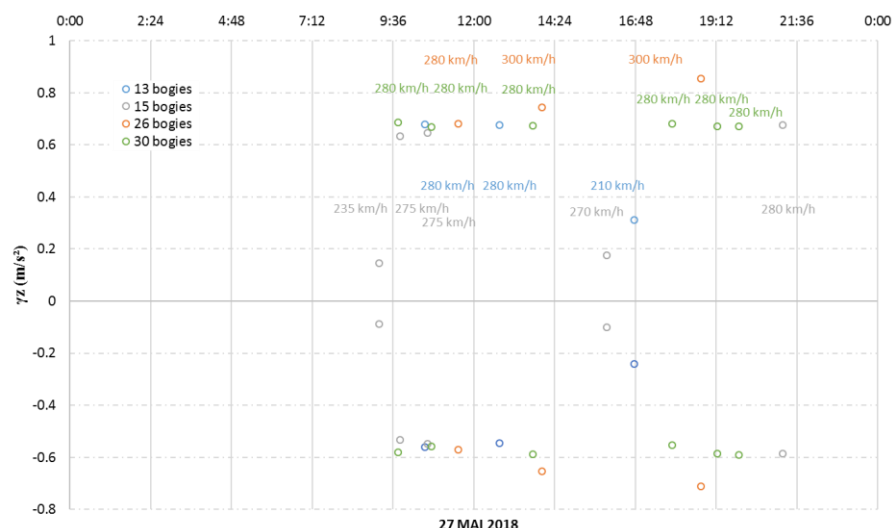


Figure VI.20 - Accélérations maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A6, situé entre les deux rails, pour les passages de TGV sur la section 4 avec sous couche bitumineuse, le 27 mai 2018, suivant les types de trains.

On a d'abord analysé l'évolution des valeurs maximales et minimales des accélérations verticales mesurées au sommet de la couche bitumineuse. Ces accélérations ont été tracées sur la Figure VI.21 pour le capteur A1 et sur la Figure VI.22 pour le capteur A6, dans l'ordre chronologique de passage des trains. On rappelle que l'accéléromètre A1 est situé sous l'axe du rail et A6 entre les deux rails. On voit que quelle que soit la position de l'accéléromètre vis-à-vis des rails et des traverses, les niveaux d'accélérations positives et négatives sont généralement compris entre 0,5 et 1 $m.s^{-2}$, soit des valeurs environ 2 fois plus faibles que celles mesurées sur la section 2, au sommet de la sous-couche granulaire. Ces accélérations semblent aussi se regrouper autour de 2 niveaux principaux pour les accélérations positives, et aussi pour les accélérations négatives. L'accéléromètre A1 montre une diminution des accélérations après mars 2018. Pour l'accéléromètre A6, on observe des augmentations des accélérations à partir d'avril 2018. Ces augmentations et diminutions dépendent de la position du capteur (inconnue) par rapport aux traverses.

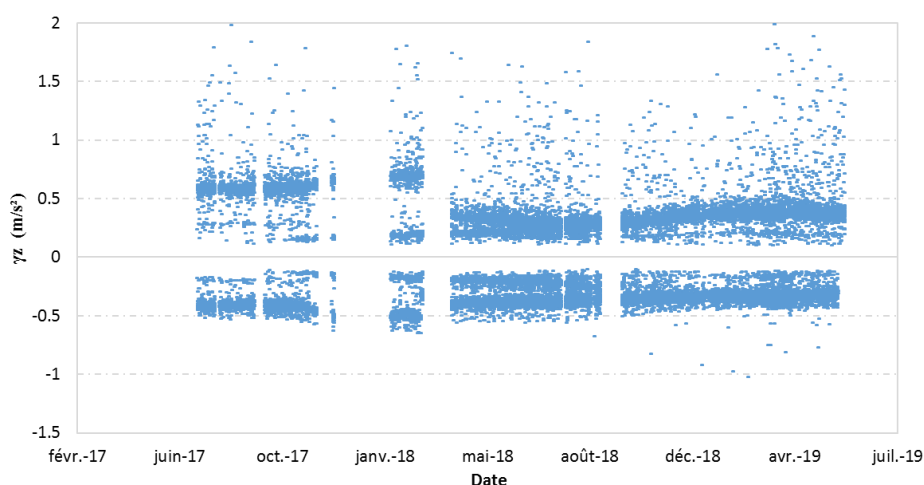


Figure VI.21 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A1 situé sous l'axe du rail sur la section bitumineuse 4, pendant la phase de circulation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains, sur une durée de 23 mois

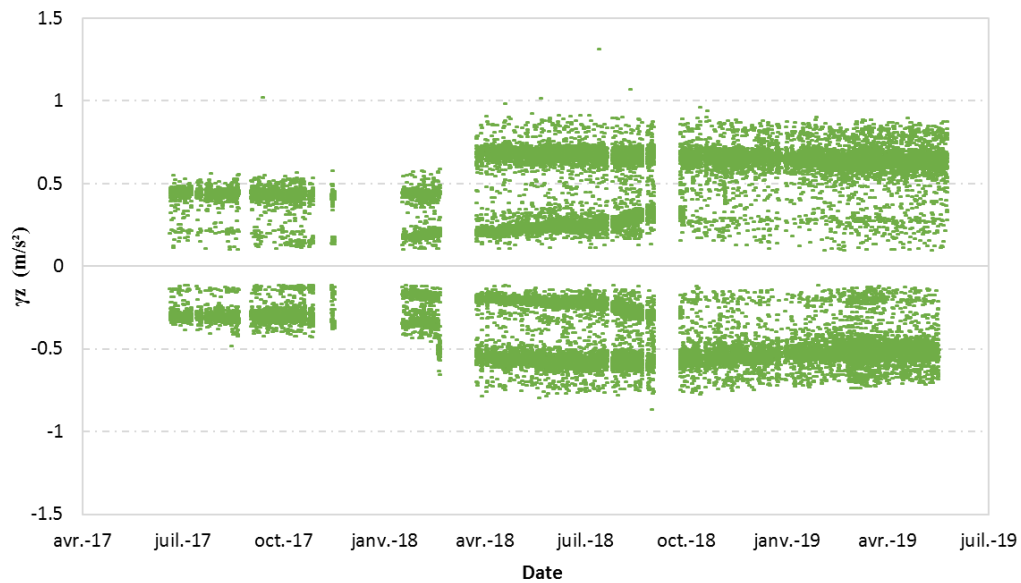


Figure VI.22 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A6, placé entre les deux rails, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains, sur une durée de 23

Etant donné que plusieurs types de trains circulent sur la voie, on a essayé de comparer les accélérations mesurées pour différents types de trains, comme pour la section 2. Pour cela, la Figure VI.24 compare les accélérations produites par les trains simples à 13 bogies et les trains doubles à 30 bogies sur la section avec sous couche bitumineuse, pour l'accéléromètre A1 et la Figure VI.25 pour l'accéléromètre A6. Globalement le type de train n'a pas d'influence sur les niveaux d'accélérations verticales.

Pour l'accéléromètre A1, on observe une diminution significative des accélérations à partir d'avril 2018. On remarque aussi des pics positifs d'accélérations atteignant 3 m.s^{-2} , non visible sur les signaux des autres accéléromètres, correspondant probablement à un défaut de roue. La Figure VI.23 illustre les signaux d'accélération enregistrés par les accéléromètres A1, A3 et A5, situés sous le rail extérieur de la section 4, pour un passage de TGV le 7 juillet 2017, à la vitesse $V=277 \text{ km.h}^{-1}$. On observe un pic d'accélération uniquement visible sur le signal de l'accéléromètre A1. Comme pour la section avec sous couche granulaire, on ne connaît pas la position des accéléromètres par rapport aux traverses.

Pour l'accéléromètre A6, on observe clairement deux niveaux principaux d'accélérations, à la fois pour les accélérations positives et pour les accélérations négatives. On observe aussi une augmentation significative des accélérations à partir d'avril 2018. Pour l'instant, nous n'avons pas d'explication à proposer.

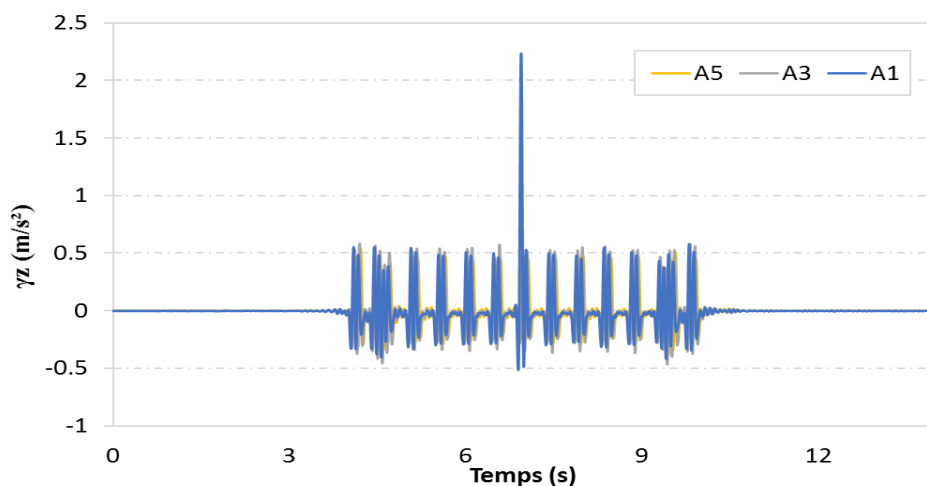


Figure VI.23 - Profils temporels d'accélérations verticales des accéléromètres situés sous l'axe du rail extérieur, au sommet de la couche bitumineuse, pour un passage du TGV le 10 juillet 2017 à $V=277$ km/h sur la section 4.

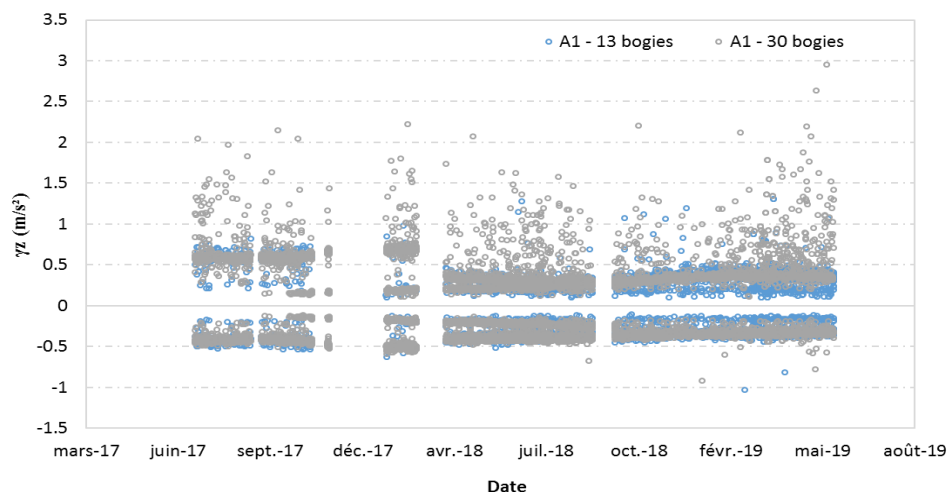


Figure VI.24 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A1 placé sous l'axe du rail, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction du type de train.

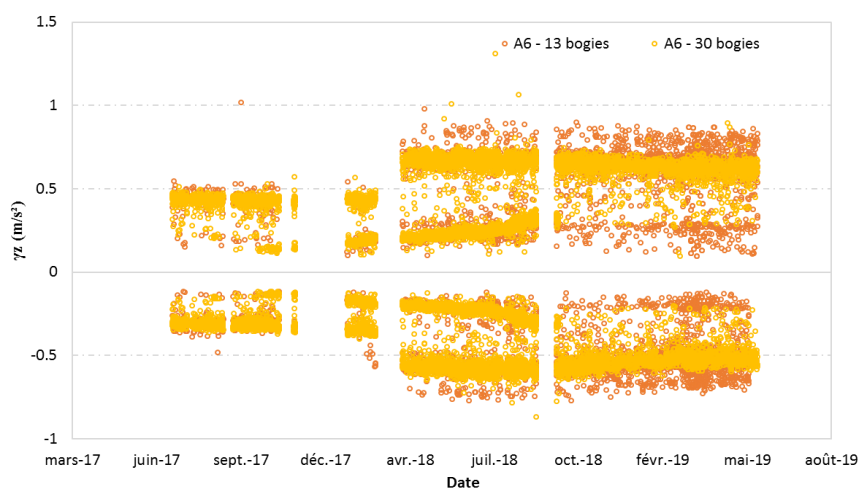


Figure VI.25 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A6 placé entre les deux rails, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction du type de train

Pour finir cette analyse, la Figure VI.26 présente l'évolution des accélérations en fonction des vitesses de circulation des TGV pour l'accéléromètre A6, situé entre les rails. La Figure VI.27 présente cette même évolution en distinguant les types de train. Une augmentation quadratique des valeurs d'accélérations avec la vitesse des TGV est observée, indifféremment du type de TGV circulant. On constate aussi que les valeurs d'accélération sont dispersées en deux groupes pour les accélérations dirigées vers le bas et en trois groupes pour les accélérations positives. La raison de ce groupement est inconnue.

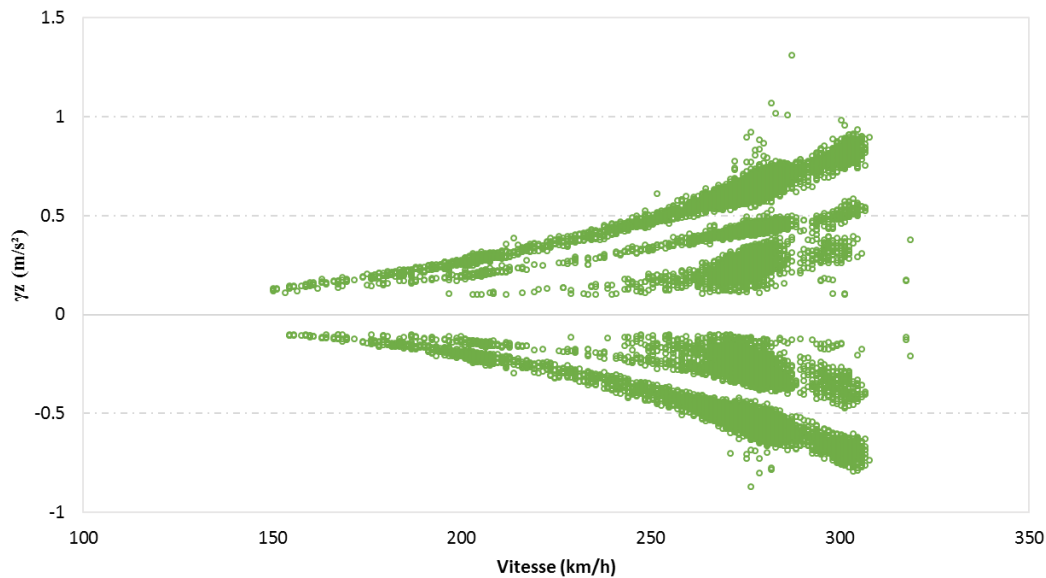


Figure VI.26 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A6, situé entre les deux rails, sur la section bitumineuse, en fonction de la vitesse de passage des trains.

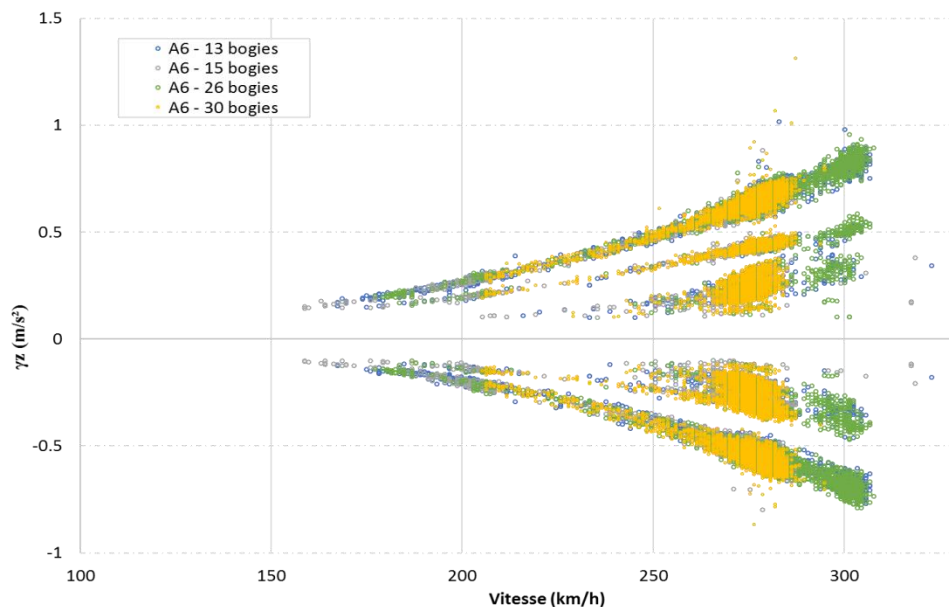


Figure VI.27 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A6, situé entre les deux rails, sur la section bitumineuse, en fonction de la vitesse de passage des trains et suivant les types de train.

VI.5 Comparaison entre les réponses de la structure 2 granulaire et de la structure 4 bitumineuse.

Il est intéressant de comparer les résultats de mesures de la phase de circulation commerciale, obtenus sur la section 2 avec sous couche granulaire et sur les sections 1 et 4 avec sous couches bitumineuses ayant des sols différents. La Figure VI.28 compare les valeurs maximales de déflexion enregistrées pour les trains doubles à 30 bogies qui ont circulé sur les trois sections, avec sous couches granulaire et bitumineuses, depuis l'ouverture de la voie au trafic commercial (juillet 2017) jusqu'au mois de mai 2019. On peut voir que les sections 2 et 4 présentent des valeurs maximales de déflexion qui sont relativement proches, mais avec des évolutions différentes dans le temps : sur la section avec sous couche granulaire, les valeurs de déflexion présentent des variations saisonnières, avec des valeurs de déflexion qui augmentent entre septembre et mai et qui diminuent pendant les mois d'été. Sur la section 4 avec sous couche bitumineuse, l'évolution des déflexions est différente : on observe une diminution de la déflexion durant les 7 premiers mois de service de la voie, puis une stabilisation des valeurs de déflexion, indépendamment de la saison.

Quant à la section 1 avec sous couche bitumineuse présentant un sol sableux avec des interventions d'eau, contrairement aux sections 2 et 4 à sol argileux, les valeurs maximales de déflexion enregistrées pour les trains doubles sont supérieures aux valeurs des deux autres sections. Les variations saisonnières durant les 7 premiers mois de service sont plus accentuées sur cette section.

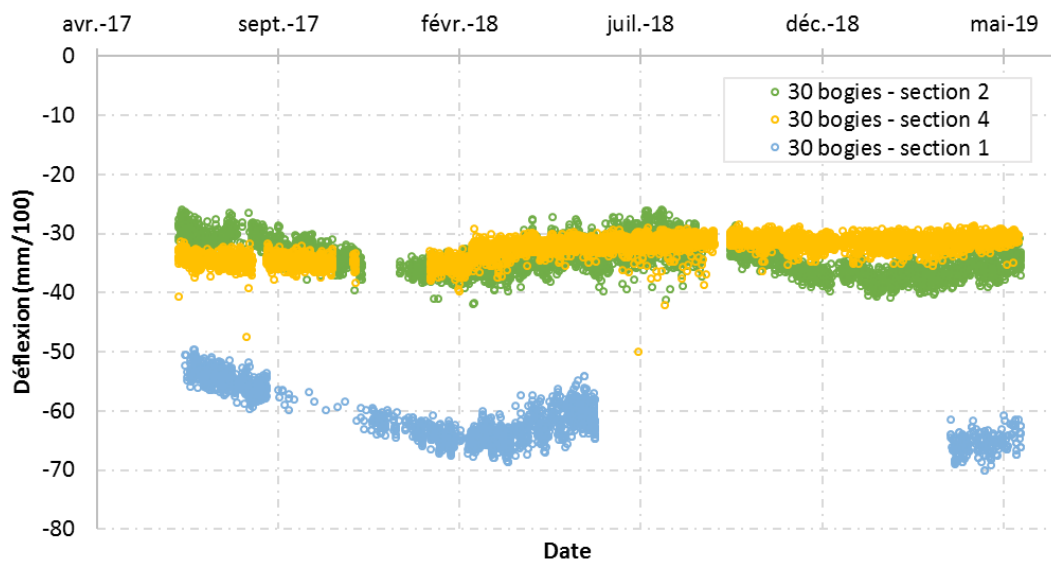


Figure VI.28 - Comparaison entre les valeurs maximales de déflexion mesurées sur la section 2 avec sous couche granulaire et les sections 4 et 1 avec sous couche bitumineuses

Dans un deuxième temps, on compare les résultats de mesures des accélérations de la phase de circulation commerciale, obtenus sur la section 2 avec sous couche granulaire et sur la section 4 avec sous couche bitumineuse. La Figure VI.29 montre une comparaison des accélérations minimales et maximales pour deux accéléromètres installés sous l'axe du rail, au sommet de la sous-couche : AS2 sur la section 2 avec sous-couche granulaire et A3 sur la section 4 avec sous-couche bitumineuse. On observe clairement que pour les accélérations dirigées vers le haut et vers le bas, les accélérations maximales au sommet de la sous-couche de GB4 sont largement inférieures à celles mesurées au sommet de la sous-couche granulaire. En d'autres termes, le graphique permet de retrouver, durant la phase

commerciale, la réduction d'un facteur deux des accélérations observées sous le ballast pour la phase de montée en vitesse, due à la présence de la couche de GB dans la structure.

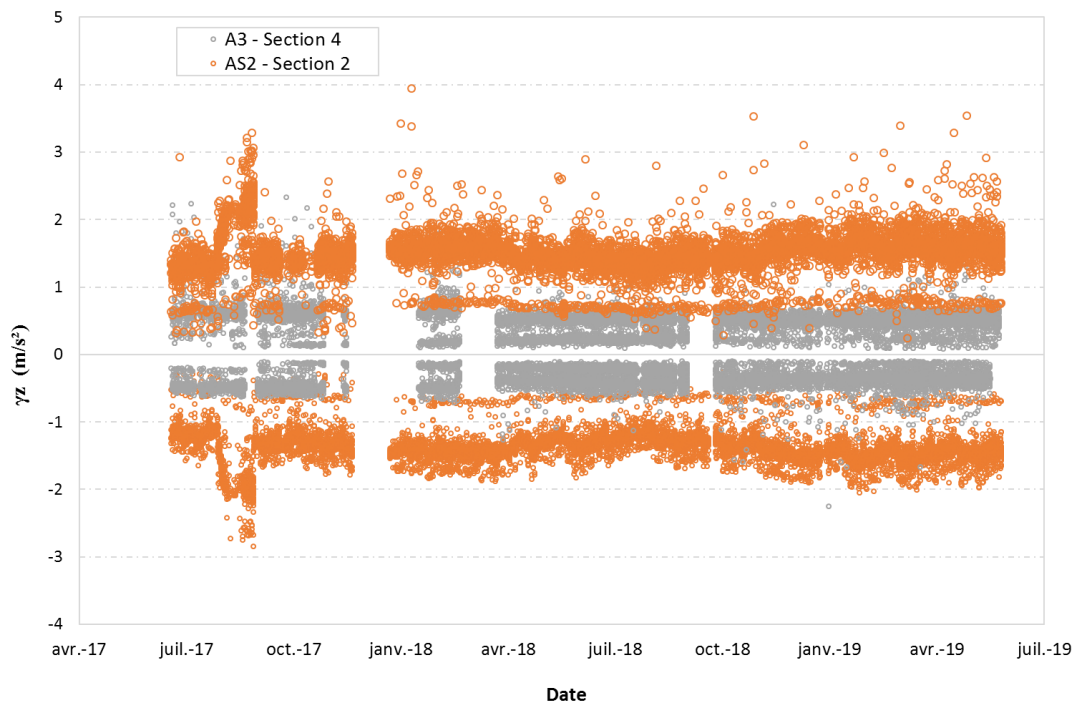


Figure VI.29 - Comparaison des valeurs maximales des accélérations verticales positives et négatives mesurées par l'accéléromètre AS2 sur la section 2 avec sous couche granulaire et l'accéléromètre A3 sur la section 4 avec sous couche bitumineuse pendant la phase commerciale

VI.6 Conclusion

La phase d'exploitation commerciale a débuté le 1^{er} juillet 2017, et a été suivie dans le cadre de cette thèse pendant près de 2 ans, jusqu'en mai 2019. Le trafic pendant cette phase est en moyenne de 23 TGV par jour, et est composé de 4 types de TGV, simples à 13 et 15 bogies, et doubles à 26 et 30 bogies. L'analyse de cette phase a donc nécessité de traiter un grand nombre de fichiers de mesure. Ces données n'ont été traitées que de façon partielle, en s'intéressant à l'évolution des déflexions maximales et des accélérations maximales et minimales sur la durée de la période d'observation, en fonction du type de train.

L'analyse des déflexions a montré des niveaux de déflexion comparables à ceux obtenus pendant la phase de montée en vitesse, et plus élevés sur la section 1 (avec des valeurs de l'ordre de 48 à 70 $mm/100$) que sur les sections 2 et 4 (avec des valeurs de l'ordre de 25 à 42 $mm/100$), probablement en raison de différences de portance de la plateforme. Des variations saisonnières des déflexions ont aussi été mises en évidence, sur les sections 1 et 2, mais pas sur la section 4. Aucune évolution du niveau moyen de déflexion (pouvant traduire une dégradation de la voie) n'a été observée sur les 2 ans de suivi.

L'analyse des accélérations, mesurées au niveau du sommet des sous-couches, a montré qu'il n'y avait pas d'évolution significative des accélérations sur la durée de suivi (23 mois), et pas de différence significative entre les accélérations générées par les différents types de trains. En revanche, on a retrouvé l'écart entre les accélérations obtenues sur la section avec sous couche granulaire, et celles obtenues sur

les sections avec sous couche bitumineuse (diminution d'un facteur 2 environ avec la couche bitumineuse). Enfin, on a constaté que certains accéléromètres détectaient, pour certains trains, des valeurs d'accélération plus élevées que les niveaux moyens, allant jusqu'à 4 m.s^{-2} . Ces niveaux d'accélération élevées peuvent être dus à des défauts de roues, observés pour certains trains. Il serait sans-doute intéressant d'analyser plus en détail les signaux d'accélération non filtrés, afin de voir les accélérations obtenues à haute fréquence.

Enfin, la période d'observation de 23 mois n'est pas suffisante pour voir une évolution significative des déflexions ou accélérations, qui pourrait traduire un endommagement de la voie. Il serait donc très intéressant de poursuivre le suivi de la voie sur une plus longue période ; il serait alors vraisemblablement possible d'alléger le suivi, en ne réalisant des mesures que pour un nombre réduit de trains.

Chapitre VII Incidence théorique du comportement des semelles sous rails sur la réponse des voies ferrées

Dans les chapitres précédents, nous avons montré que l'utilisation d'une couche de grave bitume sous le ballast permet d'augmenter la rigidité de la structure ferroviaire, et de réduire les accélérations dans la couche de ballast. Ce chapitre s'intéresse à un autre type de solution permettant la diminution des accélérations dans la couche de ballast et porte plus spécifiquement sur l'incidence du comportement des semelles sous rails sur les accélérations induites dans les structures d'assises ferroviaires.

En effet, de nombreux pays ont incorporé des éléments élastiques « les semelles sous rail » dans leurs systèmes ferroviaires en pratique standard (Kaewunruen & Remennikov, 2008). De tels éléments modifient la rigidité de la voie et atténuent des phénomènes tels que la dégradation du ballast, et possèdent une capacité d'amortissement élevée. L'étude de sensibilité effectuée au Chapitre I a bien montré l'influence de la raideur des semelles sur les accélérations verticales.

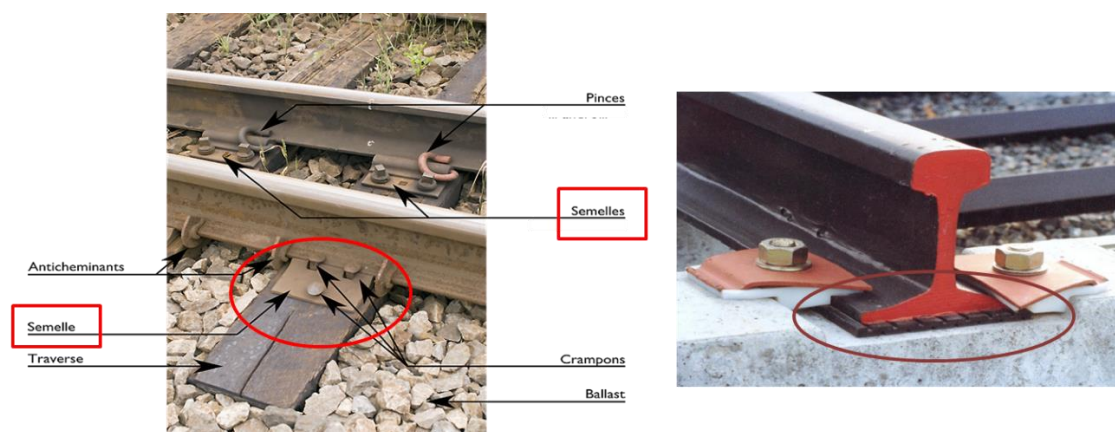


Figure VII.1 - Des semelles sous rails

Dans ce chapitre, nous souhaitons en particulier comparer deux types de comportement de semelles: l'un étant élastique non linéaire rigidifiant en fonction de la force appliquée, l'autre de type élastique linéaire. Le premier modèle est représentatif des semelles utilisées actuellement sur les LGV et est une conséquence de leur mode de fabrication. Le second correspond à des semelles innovantes encore peu testées sur le réseau SNCF. Ces semelles sont destinées à réduire les accélérations au sommet de la sous-couche, un intérêt à confirmer dans notre étude.

Nous présentons ici les développements complémentaires apportés à ViscoRail, durant la thèse. Elle consiste à étendre les outils de calcul développés dans le cadre linéaire par (Martin, 2014) à la prise en compte de non linéarité dans la transmission des efforts rails /ballast.

VII.1 Etude bibliographique sur les semelles (pads) sous rails

L'utilisation de traverses en béton sur les voies ferrées a entraîné l'évolution des systèmes de fixation complexes entre le béton et les rails, avec l'utilisation des pads élastiques (ou patins) sous le rail, dans le but de réduire la rigidité excessive du béton. Les pads sont interposés entre le rail et la traverse et jouent un rôle indispensable dans les systèmes de fixation en tant qu'éléments amortisseurs afin de minimiser la transmission des chocs et des vibrations, induits par le passage des roues du train, aux traverses. Cela empêche le béton de se fissurer et réduit l'usure du ballast. De plus, les patins de rail procurent une isolation électrique (entre les rails de voie) et sont également considérés comme des absorbants du bruit de contact rail/roue (Ilias, 1999; Leykauf & Stahl, 2004; D. Thompson, 2008; Vincent, Bouvet, Thompson, & Gautier, 1996; Wu, 2008).

Les patins de rail sont normalement fabriqués en caoutchouc, en polyéthylène haute densité (PEHD), en élastomère de polyester thermoplastique (TPE) ou en éthylène acétate de vinyle (EVA) (Kaewunruen & Remennikov, 2006; Vaquero, 2006). En règle générale, les pads se trouvent sous différentes formes afin de mieux s'adapter au système ferroviaire et leur épaisseur varie de 4,5 à 15,0 mm (Figure VII.2). Les pads ont une longueur de 180 mm et une largeur de 140 mm pour les rails de type UIC 54, et 148 mm de large pour les rails de type UIC 60.



Figure VII.2 - Types de semelles (Correia & Cunha, 2014; Andrés López Pita, 2010; Sol-Sánchez, Moreno-Navarro, & Rubio-Gámez, 2015)

Le paramètre caractéristique des patins de rail est leur rigidité statique verticale. Une valeur élevée de la rigidité des patins de rail augmentera les surcharges dynamiques dues aux masses non suspendues, accélérant ainsi la détérioration de la voie; en revanche, une faible rigidité provoquera l'enfoncement de la voie, ce qui entraînera une augmentation notable des contraintes dans les rails (Dahlberg, 2007; L. Pita, 2001). La classification des matériaux (souples, moyens et durs) est relative à la rigidité de la voie

car leurs propriétés varient en fonction des caractéristiques de la voie. En ce sens, le Tableau VII.1 présente quelques exemples de classifications des pads sous rail, prouvant les différences en fonction de la bibliographie consultée (Correia & Cunha, 2014; Andrés López Pita, 2010).

Tableau VII.1 - Types de semelles suivant leur raideur sécante et suivant la bibliographie consultée

Bibliographie	Type de semelles suivant leur raideur sécante k(kN/mm)				
	Souple	Moyen	Dur	Très dur	Extra dur
(Andrés López Pita, 2010)	<80	80<k<150	>150	-	-
(Correia & Cunha, 2014)	≈130		≈1300	≈4100	≈13000

Dans les niveaux de classification européens, une rigidité supérieure à 150 kN/mm est désignée raide du fait que la rigidité de la voie n'est pas prise en compte. Les patins souples sont recommandés, en général. Dans certains pays européens, tels que l'Allemagne, la Grèce et l'Espagne, les premières lignes à grande vitesse comportaient des patins sous rail à rigidité élevée ($k_p = 400$ à 500 kN/mm) qui, combinés à la rigidité intrinsèque de la sous-structure du rail (plusieurs couches de base), a rendu le système d'une rigidité excessive, conduisant à la détérioration des grains de ballast. Suite à cette expérience, des patins plus résistants, avec des valeurs de rigidité inférieures à 60-100 kN/mm (L. Pita, 2001) sont utilisés. Cette tendance à diminuer la rigidité des patins de rail a également été constatée en France (sur la voie Paris-Lyon), où les éléments élastiques de 4,5 mm d'épaisseur et de 150 kN/mm de rigidité ont été remplacés par des patins de rail de 9,0 mm d'épaisseur et de 90 kN/mm de rigidité afin de réduire la rigidité verticale globale. Les évaluations ont montré que l'utilisation de patins de rail rigides augmentait les contraintes sur les traverses, les faisant fissurer.

Par ailleurs, les effets dynamiques à court terme sur le rail, causés par la rigidité des patins, s'accompagnent de certaines formes de dommages à long terme ; l'usure ondulatoire du rail (irrégularités quasi-sinusoïdales des roues et des rails, provoquées par les interactions mécaniques)(Chen, Qian, Mo, & Zhu, 2016; Egana, Vinolas, & Seco, 2006).

L'évaluation de la rigidité du matériau pendant sa durée de vie est également importante. Plusieurs agents environnementaux, les rayons UV et la température étant les plus courants, peuvent dégrader la rigidité des pads. Les auteurs (I. A. Carrascal, Casado, Diego, Polanco, & Gutiérrez-Solana, 2010) ont confirmé que les facteurs environnementaux entraînent une augmentation progressive de la rigidité des pads, pouvant atteindre 33 à 41% pour une durée de vie de 1 à 3 ans, respectivement.

En dehors des questions environnementales, la durabilité des patins de chemin de fer est toujours limitée en raison des charges répétitives et des impacts induits par le matériel roulant (Kaewunruen & Remennikov, 2005). De plus, dans (I. A. Carrascal et al., 2010), une augmentation de 44% de la rigidité, due au vieillissement, a été observée dans un patin de rail TPE après 3 ans en conditions d'utilisation. La fatigue est une autre cause de détérioration du matériel entraînant une augmentation de la rigidité (I. A. Carrascal, Casado, Diego, & Polanco, 2016; I. A. Carrascal, Casado, Polanco, & Gutiérrez-Solana, 2005, 2007) et une réduction de l'épaisseur du patin de rail (Sol-Sánchez, Moreno-Navarro, & Rubio-

Gámez, 2014). Ce phénomène s'accompagne d'une réduction de la capacité du patin à dissiper l'énergie provenant des cycles charge-décharge (I. A. Carrascal et al., 2005).

(I. Carrascal, Casado, Diego, & Polanco, 2011) montrent que les charges dynamiques provoquent un raidissement (jusqu'à 25%) du matériau par rapport aux charges statiques. Dans les tests de rigidité pour les éléments élastiques, la valeur de précharge fixe est plus importante que la valeur de fréquence ; la rigidité des pads augmente surtout lorsque la précharge est augmentée et légèrement lorsque la fréquence d'application de la charge est augmentée. Certaines études (D. J. Thompson & Verheij, 1997) ont montré qu'une augmentation de la précharge de 20 kN pouvait entraîner une augmentation de la rigidité dynamique allant jusqu'à 50%.

VII.2 Calcul linéaire de la réponse des voies ferroviaires sous charge roulante avec approximation quasi-statique

VII.2.1 Approximation dans le cas élastique de la solution dynamique à partir de calculs statiques successifs

(Martin, 2014) dans sa thèse a démontré que la réponse dynamique de la voie peut être approximée dans une large mesure (élasticité, plage de vitesse commerciale) par une série de calculs statiques.

Cette observation nous sera utile dans l'approche non linéaire considérée plus loin.

La Figure VII.3 montre ainsi l'incidence de la vitesse V sur l'importance des forces d'inertie dans le calcul des accélérations dans la couche de ballast. La courbe continue représente les accélérations, notées $\{\gamma_z\}_V^\rho$, calculées avec ViscoRail avec prise en compte de la masse volumique des matériaux ; la courbe pointillée représente ces mêmes quantités, notées $\{\gamma_z\}_V^{\rho=0}$, calculées en négligeant la masse volumique des matériaux.

Les deux courbes mettent en évidence une forte augmentation des accélérations avec la vitesse. Par contre, l'écart entre les deux modalités de calcul ne se fait guère sentir pour des valeurs de V allant jusqu'à 300 km/h. Ceci montre que la réponse de la structure est avant tout dominée par son élasticité.

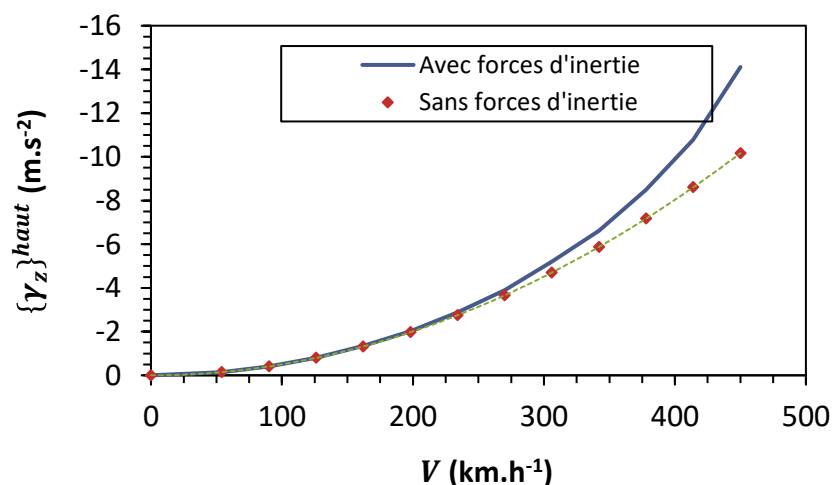


Figure VII.3 - Valeurs maximales des accélérations verticales dirigées vers le haut, en fonction de la vitesse et calculées par ViscoRail avec ou sans prise en compte de la masse volumique des matériaux. (Martin, 2014)

Dès lors, la solution aux différents instants peut être obtenue par une série de calculs statiques tenant compte des positions successives des charges sur les rails. Les quantités dynamiques telles que γ_z en un point donné peuvent s'obtenir par dérivation temporelle (ex : différences finies) des calculs effectués pour des temps voisins :

$$\gamma_z(x, t) \approx \frac{u_z(x, t + \Delta t) - 2u_z(x, t) + u_z(x, t - \Delta t)}{\Delta t^2}$$

avec u_z = champs de déplacement calculés en statique.

La suite de ce travail est effectuée sur la base de ces hypothèses : absence de forces d'inertie et élasticité.

VII.2.2 Couplage RDM-Massif : cas linéaire en statique

L'introduction des semelles à comportement non linéaire intervient sur le couplage RDM/massif effectué dans ViscoRail. Décrivons dans un premier temps l'existant implémenté dans le cas linéaire (Martin, 2014).

Sous l'action des forces ponctuelles d'intensité constante F se déplaçant à vitesse constante V sur les rails, il est supposé que les ressorts verticaux transmettent, en surface de structure multicouche, des pressions verticales uniformes sous la surface $S=2a \times 2b$ des blochets.

Tel que rappelé sur la Figure VII.4, les rails et leurs liaisons avec la structure de voie sont respectivement modélisés à l'aide de poutres d'Euler-Bernoulli et de ressorts verticaux régulièrement espacés de l dans la direction x et de D_{rail} dans la direction y . A noter que la rigidité des ressorts est supposée être équivalente à celle de l'ensemble attache/semelle/blochet. Le système d'armement est donc composé de poutres et ressorts.

Les degrés de liberté considérés pour un rail sont :

- le déplacement vertical $w_p(x)$ de la poutre
- la rotation de section $\theta_p(x)$ ($= dw_p/dx$) de la poutre (le long de la ligne moyenne)
- les déplacements verticaux du bas des ressorts $\{w_s(x_i), i \in \mathbb{Z}\}$ avec $x_i = i \times l$ (égaux aux déplacements en surface du massif d'assise).

Le chargement est défini par l'application d'une charge ponctuelle d'amplitude constante F , située au point x_F de la poutre.

L'équation d'équilibre de la poutre en flexion reposant sur m ressorts ($m < +\infty$) et soumise à la charge verticale constante F s'écrit au sens des distributions :

$$E_p I \frac{d^4 w_p(x)}{dx^4} + \sum_{i=1}^m R(x_i) \delta(x - x_i) = F \delta(x - x_F)$$

où E_p et I sont respectivement le module d'Young et le moment d'inertie géométrique de la poutre, $\delta(x)$ la distribution de Dirac et $R(x_i)$ les réactions des blochets sur le massif. Dans le cas linéaire, la force $R(x_i)$ (situé au centre du blochet i) s'exprime par:

$$R(x_i) = k (w_p(x_i) - w_s(x_i))$$

avec k = rigidité verticale des ressorts, indépendante des efforts.

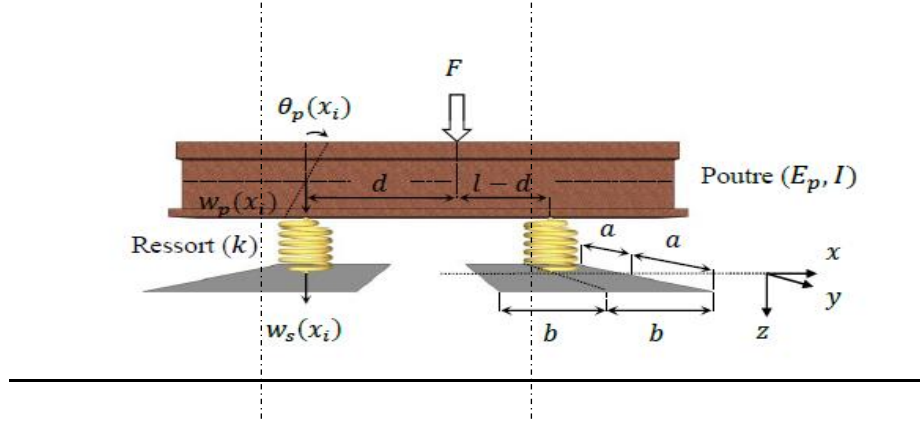


Figure VII.4 – Représentation schématisée du système d'armement rail/traverse. Décomposition en segment périodique figuré entre les deux lignes pointillées (Martin, 2014).

Afin de traiter le problème sous forme algébrique, la poutre est discrétisée en $m-1$ segments périodiques de longueur l , chacun étant constitué de deux ressorts de raideur $k/2$, dont les extrémités constituent les nœuds du système.

Pour l'élément de référence situé entre les points x_i et x_{i+1} tel qu'illustré sur la Figure VII.4, cette relation s'écrit encore sous la forme :

$$[K_p]^e \{w_p\}^e + \{F_p\}^e = \{R\}^e + \{R_{int}\}^e$$

où les vecteurs élémentaires $\{w_p\}^e$ et $\{R\}^e$ sont donnés par :

$$\{w_p\}^e = \begin{Bmatrix} w_p(x_i) \\ \theta_p(x_i) \\ w_p(x_{i+1}) \\ \theta_p(x_{i+1}) \end{Bmatrix}, \quad \{R\}^e = \begin{Bmatrix} R(x_i) \\ 0 \\ R(x_{i+1}) \\ 0 \end{Bmatrix}$$

et dans laquelle $[K_p]$ représente la matrice de rigidité élémentaire du segment poutre telle que :

$$[K_p]^e = \frac{E_p I}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ sym & & 12 & -6l \\ & & & 4l^2 \end{bmatrix}$$

Le vecteur $\{R_{int}\}^e$ représente les efforts de contact (efforts tranchants, moments) du segment considéré avec ses voisins.

Selon (Martin, 2014), dans le cas d'un segment chargé (force ponctuelle F), le vecteur $\{F_p\}^e$ représentant le système de forces nodales équivalentes conduisant à la même cinématique, peut être calculé à l'aide du théorème de réciprocité de Maxwell-Betti ou suivant la méthode présentée par Hammoud et al. (2010). Le vecteur s'écrit:

$$\{F_p\} = \frac{F}{l^3} \begin{Bmatrix} -2d^3 + 3d^2l - l^3 \\ (-d^3 + 2d^2l - dl^2)l \\ 2d^3 - 3d^2l \\ (-d^3 + d^2l)l \end{Bmatrix}$$

Avec d la distance entre l'extrémité gauche de l'élément considéré et le point d'application de F .

Le système algébrique associé pour l'ensemble des $m-1$ segments de poutre s'obtient par assemblage des systèmes algébriques élémentaires précédents. Les contributions des efforts de contact internes s'annulent deux à deux pour les nœuds 2 à $m-1$. Sur les nœuds 1 et m situés en extrémités de la portion de rail considérée et loin de la zone d'intérêt proche de la charge appliquée, nous supposons les efforts tranchants et moments nuls.

Lorsqu'on ajoute à ce système les éléments « ressorts » et les degrés de liberté associés $\{w_s\}$, on obtient au final le système suivant :

$$\begin{bmatrix} [K_p] + [k_{pp}] & -[k_{ps}] \\ -[k_{ps}]^T & [k_{ss}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{w_p\} \\ \{w_s\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_p\} \\ \{R_s\} \end{Bmatrix} \quad (Eq. 1)$$

où :

$$\{w_p\} = \begin{Bmatrix} w_p(x_1) \\ \theta_p(x_1) \\ \vdots \\ \theta_p(x_m) \\ w_p(x_m) \end{Bmatrix}, \quad \{w_s\} = \begin{Bmatrix} w_s(x_1) \\ \vdots \\ w_s(x_m) \end{Bmatrix}, \quad \{R_s\} = \begin{Bmatrix} R_s(x_1) \\ \vdots \\ R_s(x_m) \end{Bmatrix}$$

$[K_p]$ = matrice de dimension $(2m \times 2m)$ résultant de l'assemblage des matrices $[K_p]^e$.
 $[k_{pp}]$, $[k_{ps}]$ et $[k_{ss}]$ = matrices résultant de l'assemblage de la matrice élémentaire $\begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix}$ associée aux ressorts.

Couplage avec le massif de sol

La réponse de la structure d'assise peut s'écrire sous forme discrétisée, à travers la matrice de rigidité $[K_s]$ telle que :

$$[K_s]\{w_s\} = \{-R_s\}$$

Cette matrice est obtenue avec ViscoRoute© 2.0. On calcule pour cela la matrice de complaisance $[Cs] = [Ks]^{-1}$ qui peut être établie sur la base du champ de déplacement $\{ws\}$, calculé en surface de

structure pour deux forces unitaires espacées de la distance entre les rails (D_{rail}) (on suppose ici une symétrie en y du problème). La matrice $[Cs]$ ainsi calculée est alors inversée, conduisant à l'expression de $[Ks]$. Par substitution de la relation dans l'équation d'équilibre (Eq. 1), le système linéaire est écrit de la forme:

$$\begin{bmatrix} [K_p] + [k_{pp}] & -[k_{ps}] \\ -[k_{ps}]^T & [k_{ss}] + [K_s] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{w_p\} \\ \{w_s\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_p\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (Eq. 2)$$

L'équation est résolue par une technique d'élimination de Gauss-Jordan conduisant au vecteur des déplacements $\{\{w_p\} \{w_s\}\}^T$ qui permet de connaître les efforts dans les ressorts en fonction de la position de la charge F . Le logiciel ViscoRail permet ensuite d'en déduire tous les champs mécaniques aussi bien dans le système d'armement que dans la structure d'assise.

VII.3 Calcul non linéaire de la réponse des voies ferroviaires sous charge roulante avec approximation quasi-statique

VII.3.1 Couplage RDM- Massif : cas élastique non linéaire

L'introduction des semelles à comportement non linéaire intervient sur le couplage RDM/massif effectué dans ViscoRail. En effet, les semelles modélisées par les ressorts verticaux du système d'armement sont supposées à comportement non linéaire et satisfaisant pour chacune d'elles l'équation suivante:

$$R(u) = k(u) u$$

avec $k(u)$ = rigidité des ressorts et $u = w_p - w_s$ = élongation (algébrique) dans les ressorts.

L'Eq. 2 traduisant l'équilibre statique du système global peut s'écrire à présent en :

$$\begin{bmatrix} [K_p] & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & [K_s] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{w_p\} \\ \{w_s\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_p\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -\{R_p(\{\overline{w_p}\} - \{w_s\})\} \\ \{R_s(\{\overline{w_p}\} - \{w_s\})\} \end{Bmatrix}$$

Où

$\{\overline{w_p}\}$ = vecteurs constitués des déplacements verticaux du rail

R_p et R_s = efforts dans les ressorts (action / réaction)

On propose dans la suite de résoudre ce système, en premier lieu à l'aide d'une méthode de point fixe et en second lieu avec l'algorithme de Newton.

Pour simplifier les écritures, on note le système précédent sous la forme :

$$KU = F + R(U) \quad (Eq. 3)$$

A noter toutefois que dans ce système la matrice K est non inversible. Elle a pour noyau l'ensemble des mouvements de corps rigide des rails.

VII.3.2 Résolution par la méthode de Point Fixe

Le principe de la méthode de point fixe consisterait à chercher U solution de l'Eq.3 comme limite de la suite des vecteurs U_n définis par la relation de récurrence :

$$KU_n = F + R(U_{n-1})$$

Cependant, ce système linéaire en U_n n'est pas inversible tel quel, compte tenu des propriétés de la matrice K . On a donc introduit une matrice de rigidité forfaitaire K_{for} et résolu le système équivalent à l'Eq.3 :

$$(K + K_{for})U = F + R(U) + K_{for}U$$

avec $K_{for} = k_{for} \times I_w$, k_{for} = scalaire positif, I_w = matrice unité pour les ddl relatifs aux déplacements verticaux, = 0 pour les rotations.

Ceci permet de rendre la matrice $K + K_{for}$ inversible et de calculer U_n comme solution du système linéaire :

$$(K + K_{for})U_n = F + R(U_{n-1}) + K_{for}U_{n-1}$$

La valeur de k_{for} doit être prise suffisamment grande pour assurer la contractance de ce système et la convergence de la suite U_n .

Nous avons implémenté cet algorithme itératif (Figure VII.5) dans ViscoRail en y adjoignant le critère de convergence :

$$\|U_n - U_{n-1}\|_{L_2} < \varepsilon$$

Données du problème et donnée de la fonction $k(u)$

Calculs initiaux

Calcul de $[Kp]$ et $\{Fp\}$

Détermination de $[Ks] = [Cs]^{-1}$ avec ViscoRoute© 2.0

Initialisation : $i=0$, $\{w_s\}^0 = \{0\}$, $\{w_p\}^0 = \{0\}$, $i_{max} = 200$

Calcul itératif des déplacements

Incrémentation $i=i+1$

Calcul de $\begin{Bmatrix} \{w_p\}^i \\ \{w_s\}^i \end{Bmatrix}$ par technique d'élimination de Gauss Jordan à partir de $\begin{Bmatrix} \{w_p\}^{i-1} \\ \{w_s\}^{i-1} \end{Bmatrix}$ de

l'itération précédente.

Evaluation du critère de convergence (tolérance ε) et test du nombre d'itérations:

$$\|U_n - U_{n-1}\|_{L_2} < \varepsilon \text{ ou } i = i_{max}$$

Figure VII.5 - Diagramme schématique des étapes successives de la méthode de calcul du Point Fixe, implémentées dans ViscoRail

VII.3.3 Résolution par la méthode de Newton

Repartons de l'Eq. 3 :

$$KU = F + R(U)$$

On se propose ici de résoudre le système avec la méthode de Newton. Le problème peut se formuler comme suit ; trouver le vecteur U tel que $\varphi(U) = 0$ où :

$$\varphi(U) = KU - F - R(U)$$

Effectuons un développement limité de φ au voisinage de U :

$$\begin{aligned} \varphi(U + dU) &= K(U + dU) - F - R(U + dU) \approx KU - F - R(U) + KdU - R'(U)dU \\ &= \varphi(U) + (K + R'(U))dU \end{aligned}$$

Où $R'(U)$ est la matrice associée à l'application tangente de R .

La méthode de Newton consiste à rechercher le vecteur accroissement dU tel que cette dernière expression soit nulle, soit :

$$(K + R'(U))dU = -\varphi(U)$$

On en déduit l'algorithme itératif suivant :

Trouver dU_n solution du système linéaire

$$\begin{aligned} (K + R'(U_{n-1})) dU_n &= -KU_{n-1} + F + R(U_{n-1}) \\ \text{avec } U_n &= U_{n-1} + dU_n \end{aligned}$$

Nous avons implémenté cet algorithme itératif dans ViscoRail en y adjoignant le critère de convergence :

$$\|U_n - U_{n-1}\|_{L_2} < \varepsilon$$

A noter que la matrice $R'(u)$ a même structure que la matrice associée aux ressorts dans le cas linéaire. Elle s'obtient en substituant en tout x_i la raideur $\frac{dk}{du}(u_i) \times u_i$. avec u_i =élongation du ressort au point x_i .

VII.3.4 Validation de l'implémentation dans le cas linéaire

L'algorithme du point fixe a été validé dans un premier temps par comparaison avec le code ViscoRail initial sur un cas de structure granulaire de référence considéré par A. Martin et pour des ressorts à comportement linéaire (ceci revient à résoudre un système linéaire de façon itérative). La comparaison des deux calculs, résolution directe avec ViscoRail et résolution par la méthode de point fixe, est effectuée sur la base des déplacements verticaux w_s et w_p .

Les caractéristiques mécaniques et géométriques de la structure considérée sont données dans le Tableau VII.2 ci-dessous :

Tableau VII.2 - Caractéristiques géométriques et mécanique du modèle de voie.

	ρ (kg.m ⁻³)	E (MPa)	ν	e (m)
Ballast	1800	150	0.4	0.3
Sous couche	1800	120	0.4	0.7
Sol	1800	100	0.4	∞

où ρ , E , ν et e désignent respectivement la masse volumique, le module d'Young, le coefficient de Poisson et l'épaisseur des couches.

Nous avons validé dans un second temps l'algorithme de Newton sur la solution du cas de référence avec ressorts à comportement linéaire. Dans ce cas, la matrice R' devient égale à la matrice des ressorts associée à la raideur k . Pour un choix de $u_n = 0$, le système est identique à l'Eq.2. Quel que soit le choix de u_n , l'algorithme converge en une seule itération.

La Figure VII.6 illustre les courbes de déflexion obtenues avec une résolution directe (ViscoRail classique), la méthode de point fixe, et la méthode de Newton. On remarque que les trois courbes se confondent ce qui montre que les trois méthodes implémentées sont équivalentes .

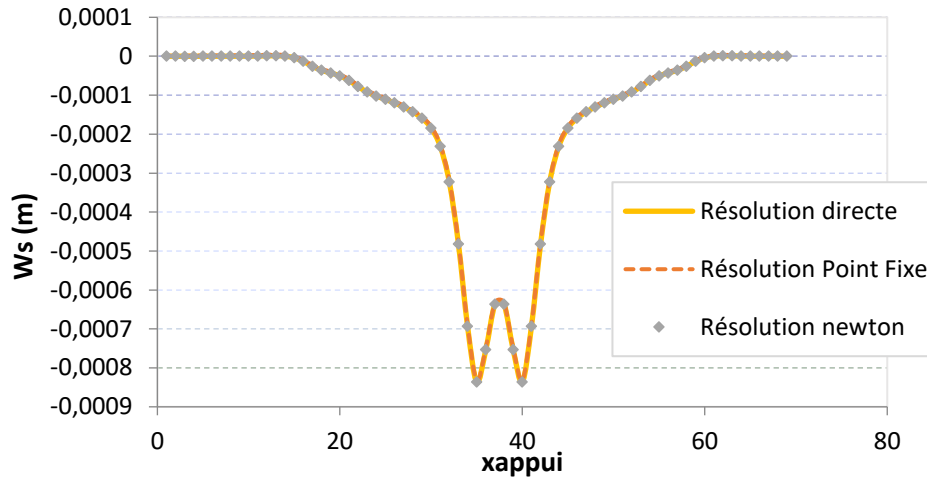


Figure VII.6 – Comparaison des profils de déplacement vertical en surface de structure calculés par résolution directe ViscoRail, résolution avec point fixe et résolution avec Newton.

VII.3.5 Module de post-traitement de ViscoRail pour le calcul des accélérations

Jusqu'à présent nous n'avons considéré que des calculs à position de charge fixée. Nous présentons ici la démarche mise en œuvre pour la détermination des accélérations dans le ballast sous charge roulante.

Pour calculer les accélérations à une cote z dans la couche de ballast, il s'agit d'effectuer une dérivée seconde du déplacement par rapport au temps. Dans un premier temps, il nous faut construire l'évolution temporelle du champ de déplacement $w(x,y,t)$ à la cote z choisie. Pour cela :

- Nous construisons les profils spatiaux de déplacement pour un petit nombre de positions de charge comprises entre deux blochets consécutifs. Pour cela, nous effectuons pour chaque position de charge, un calcul ViscoRail non linéaire comme décrit précédemment suivi d'un calcul ViscoRoute ayant pour données d'entrée les efforts calculés dans les ressorts par ViscoRail (ces efforts sont traduits en pression). En pratique, nous considérons huit positions de charge régulièrement réparties sur les 60 cm séparant deux blochets.
- Ensuite nous exploitons la périodicité de la structure pour reconstruire en un point donné l'évolution temporelle sur une longue période de temps par rapport à celle correspondant aux positions de charge précédentes ($= \frac{l}{v}$), comme décrit dans le Chapitre I, paragraphe I.6.1.3.1)

A partir des champs $w(x,y,t)$ ainsi reconstitués, on approxime l'accélération au point (x,y,z) par la formule de différences finies:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2}(x,y,t_i) \approx \frac{w(x,y,t_{i-1}) - 2w(x,y,t_i) + w(x,y,t_{i+1}))}{\Delta t^2}$$

Où Δt = intervalle séparant les instants t_i .

L'ensemble de cette procédure est implémenté dans un script C++. Celui-ci inclut les lancements automatiques des logiciels ViscoRail et ViscoRoute. Le script de calcul est validé dans le cadre linéaire par rapport à un calcul effectué avec la version originelle de ViscoRail qui procède de façon très différente.

VII.4 Incidence de la non linéarité des semelles

On fixe pour la suite de l'analyse la valeur de $k = 100 \text{ MN.m}^{-1}$ correspondant à la raideur des semelles sur la voie BPL, en supposant qu'elles suivent une loi linéaire à raideur constante.

On rappelle dans le Tableau VII.3 les modules des différentes couches de la structure avec sous-couche granulaire de la LGV BPL, considérés pour la modélisation de cette section.

Tableau VII.3 – Paramètres des couches de la structure avec sous- granulaire de BPL

	$\rho \text{ (kg.m}^{-3}\text{)}$	$E \text{ (MPa)}$	ν	$e \text{ (m)}$
Ballast	1800	250	0.4	0.3
Sous-couche GNT	1800	860	0.4	0.2
Couche de forme	1800	2750	0.4	0.35
Sol	1800	160	0.4	6
Substratum	1800	100.10^3	0.4	∞

VII.4.1 Semelle non linéaire à loi puissance

Pour tester l'algorithme sur une loi $k(u)$ non linéaire, nous nous sommes fixé la loi suivante, définie du côté des compressions ($\alpha \geq 1$):

$$k(u) = \kappa \left| \frac{u}{u_0} \right|^{\alpha-1}$$

Avec u_0 la déformation de départ.

On peut noter que la loi précédente passe par zéro pour $u=0$, ce qui n'est *a priori* pas physique. Néanmoins, les faibles valeurs de raideur $k(u)$ n'affectent que les traverses peu chargées, éloignées de la charge roulante, et ne jouent quasiment pas de rôle dans la réponse de la voie, comme confirmé plus loin par les calculs. On conserve donc cette loi telle quelle sans autre ajout de paramètres.

En pratique, seuls les états de compression nous intéressent (après convergence de la solution). Ce qui, dans le cas d'efforts de compression, conduit à un effort de la forme :

$$R(u) = k(u) u = -\frac{\kappa}{u_0^{\alpha-1}} (-u)^\alpha$$

Nous avons résolu le problème à partir des algorithmes de Newton et de point fixe implémentés ce qui permet de faire une validation croisée de l'implémentation des deux méthodes dans ViscoRail dans

le cas non linéaire. On constate que la méthode de Newton à convergence quadratique converge plus rapidement que l'algorithme de point fixe. Dans ce qui suit, les calculs sont réalisés avec la méthode de Newton.

La raideur intervenant dans le calcul de la matrice tangente $R'(u)$ de l'algorithme de Newton vaut pour tout u ,

$$R'(u) = \alpha \frac{\kappa}{u_0^{\alpha-1}} |u|^{\alpha-1}$$

VII.4.2 Comparaison entre semelle non linéaire expérimentale et semelle linéaire pour le cas de la LGV BPL

On part des essais de laboratoire SNCF à Saint-Ouen réalisés par C. Noel (fournisseur de semelles dans le domaine ferroviaire) sur deux types de semelles, linéaire et cannelée, préchargées à 20 kN, auxquelles est appliqué un cycle de charge - décharge allant de 20 à 95 kN. A noter que les semelles classiques utilisées sur la LGV BPL sont des semelles cannelées. La Figure VI.7 trace la réponse des deux semelles en termes de déflexion dynamique vis-à-vis de la charge appliquée. On calcule la raideur de la semelle cannelée $k = 132 \text{ MN}$ au point $u_0 = 0.3 \text{ mm}$, point sécant des deux courbes correspondant aux semelles linéaire et cannelée. En appliquant la loi puissance sur la courbe expérimentale de la semelle cannelée, on détermine, pour la loi puissance non linéaire considérée, une valeur de l'exposant $\alpha = 1,26$.

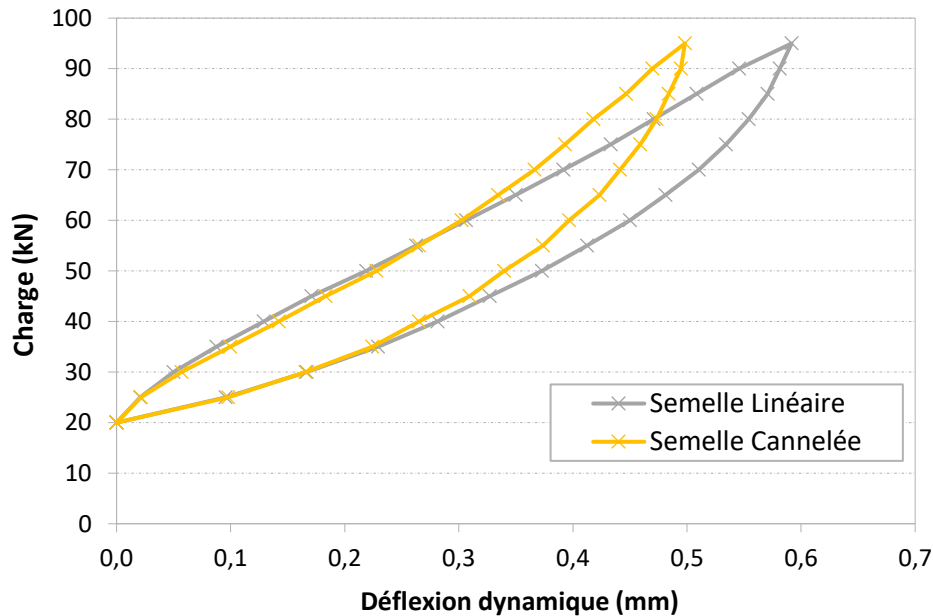


Figure VII.7 - Réponse de semelles expérimentales, linéaire et cannelée, en termes de déflexion dynamique vis-à-vis de la charge appliquée.

On fixe par la suite la raideur $k = 100 \text{ MN}$ correspondant à la raideur des semelles sur la voie BPL, en supposant qu'elles suivent une loi linéaire ($\alpha = 1$) à raideur constante. On en déduit, à

partir des courbes expérimentales, la valeur de $u_0 = 0.0078 \text{ mm}$ correspondant à notre exemple sur BPL.

Les calculs présentés dans cette section mettent en œuvre l'ensemble des développements réalisés. Une simulation ViscoRail est lancée pour le cas des semelles non linéaires sur la structure granulaire BPL ($k = 100 \text{ MN}$ et $\alpha = 1,26$). Le déplacement vertical dans les semelles peut être calculé par :

$$u = w_p(x) - w_s(x)$$

avec les paramètres de sortie du calcul, $w_p(x)$ le déplacement vertical de la poutre (rail) et $w_s(x)$ le déplacement vertical du bas des ressorts.

L'application de la loi de raideur considérée $k(u)$ au voisinage de $u_0 = 0.0078 \text{ mm}$ mène aux courbes de la Figure VII.8 qui présentent la répartition de la raideur des semelles non linéaires sous le rail sur les blochets.

Il est possible de voir sur le graphique que les valeurs de raideur $k(u)$ sont plus élevées dans les ressorts les plus chargés. Une rigidification des semelles chargées est observée, avec l'augmentation de la raideur de $k = 100 \text{ MN/m}$ pour les semelles linéaires à $k = 140 \text{ MN/m}$ pour les semelles non linéaires.

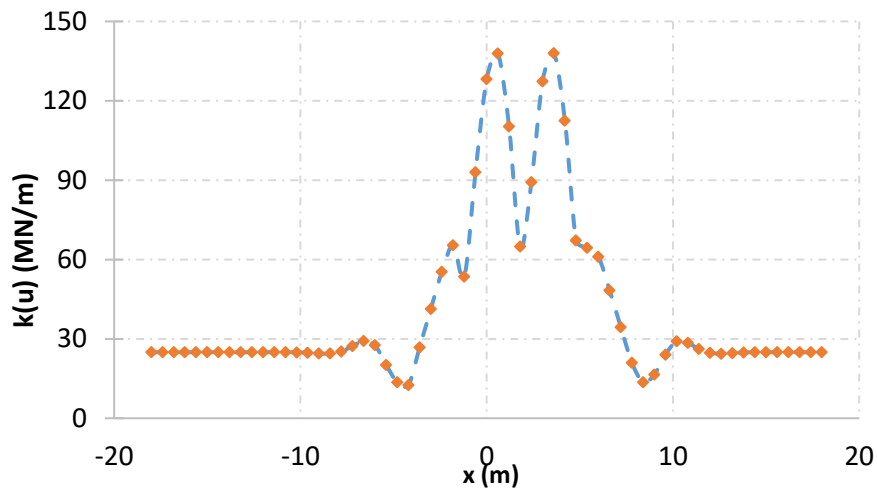


Figure VII.8 - Répartition de la raideur des semelles non linéaires sur les blochets pour une valeur de l'exposant $\alpha=1.26$ de la loi de raideur $k(u)$.

La distribution des forces sur blochets $k(u).u$, dans le cas non linéaire, est présentée également dans la Figure VII.9. La résultante calculée revient à $2 \times 80 \text{ kN}$, la charge de l'essieu, ce qui confirme la fiabilité de notre calcul.

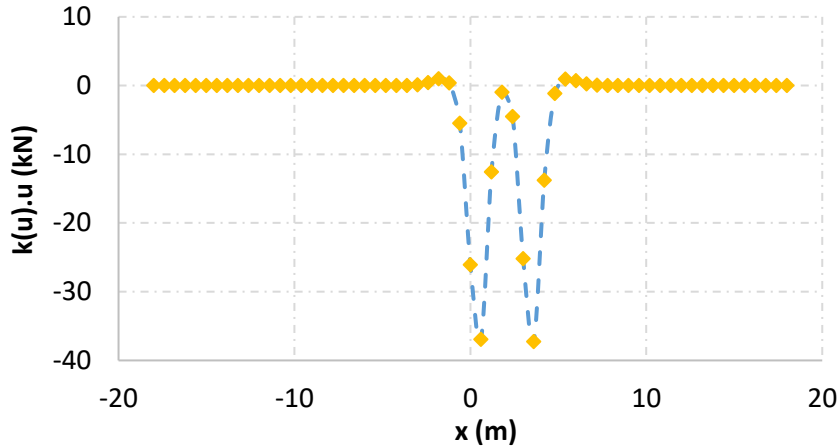


Figure VII.9 – Distribution de la force $k(u).u$ sur les blochets pour une valeur de l'exposant $\alpha=1.26$ de la loi de raideur $k(u)$.

D'autre part, la Figure VII.10 présente les variations temporelles de la déflexion calculées pour la structure granulaire de BPL et pour un passage de TGV à 160 km.h^{-1} , au point situé sous la traverse ($x = 0$), sous le rail ($y = 0$) pour deux valeurs de α ; $\alpha=1$ étant le cas de ressorts (semelles) linéaires et $\alpha=1.26$ étant le cas de la semelle non linéaire expérimentale présenté dans la Figure VII.7. Le graphique montre que les valeurs maximales des déplacements U_z varient très peu avec l'exposant α de la loi puissance. En termes d'accéléérations, la Figure VII.11 illustre les profils temporels d'accélération calculés, comme détaillé dans la section VII.3.5, au point situé sous la traverse ($x = 0$), sous le rail ($y = 0$) et au sommet de la couche granulaire pour $\alpha=1$ et 1.26. A cette profondeur, les pics d'accélération maximale obtenus vers le haut et vers le bas valent respectivement $|\{\gamma_z\}_{\alpha=1}^{bas}| = -0.5 \text{ m.s}^{-2}$ et $\{\gamma_z\}_{\alpha=1}^{haut} = 1.80 \text{ m.s}^{-2}$ pour le cas linéaire ($\alpha = 1$).

En variant l'exposant α de 1 à 1.26, une augmentation significative des valeurs pics de γ_z est observée, vers le haut. La valeur du pic $|\{\gamma_z\}_{\alpha}^{haut}|$ passe respectivement de 1.80 m.s^{-2} pour $\alpha=1$ à 2.3 m.s^{-2} pour $\alpha=1.26$, un effet d'augmentation attendu.

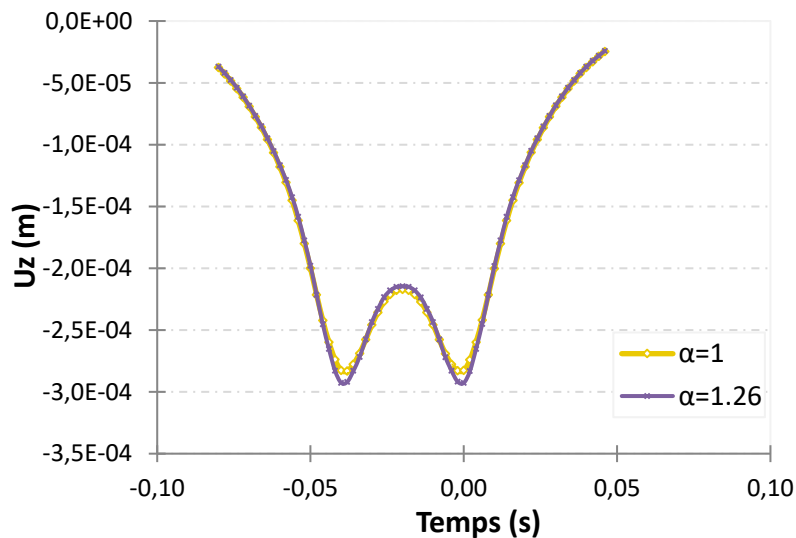


Figure VII.10 - Profils temporels du déplacement vertical calculés au droit d'une traverse ($x=0$) sous rail ($y=0$) pour $\alpha=1$ (semelle linéaire) et $\alpha=1.26$ (semelle non linéaire).

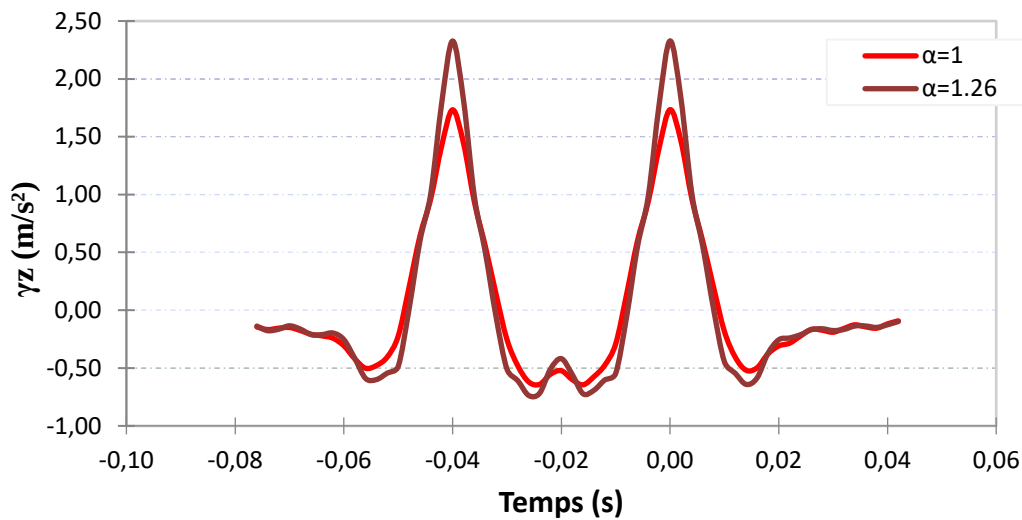


Figure VII.11 - Profils temporels de l'accélération verticale calculés au droit d'une traverse ($x=0$) sous rail ($y=0$) au sommet de la couche granulaire pour $\alpha=1$ (semelle linéaire) et $\alpha=1.26$ (semelle non linéaire).

VII.4.3 Effet linéaire/non linéaire à même valeur de raideur sécante sur les traverses les plus chargées

Dans cette partie, on propose de pousser l'analyse en prenant une valeur de l'exposant α de la loi égale à 1.5. Un calcul non linéaire ViscoRail est lancé et permet de tracer sur la Figure VII.12 la répartition de la raideur des semelles non linéaires sur les blochets pour cette valeur de α . La raideur des semelles les plus chargées atteint $k = 170 \text{ MN/m}$. On en déduit de même que les faibles valeurs de raideur $k(u)$ n'affectent que les traverses peu chargées, ce qui rend acceptable l'hypothèse de la loi $k(u)$ considérée.

Quant à la distribution des forces sur blochets pour le cas de $\alpha = 1.5$, elle est tracée sur la Figure VII.13 et sa résultante vaut $2 \times 80 \text{ kN}$.

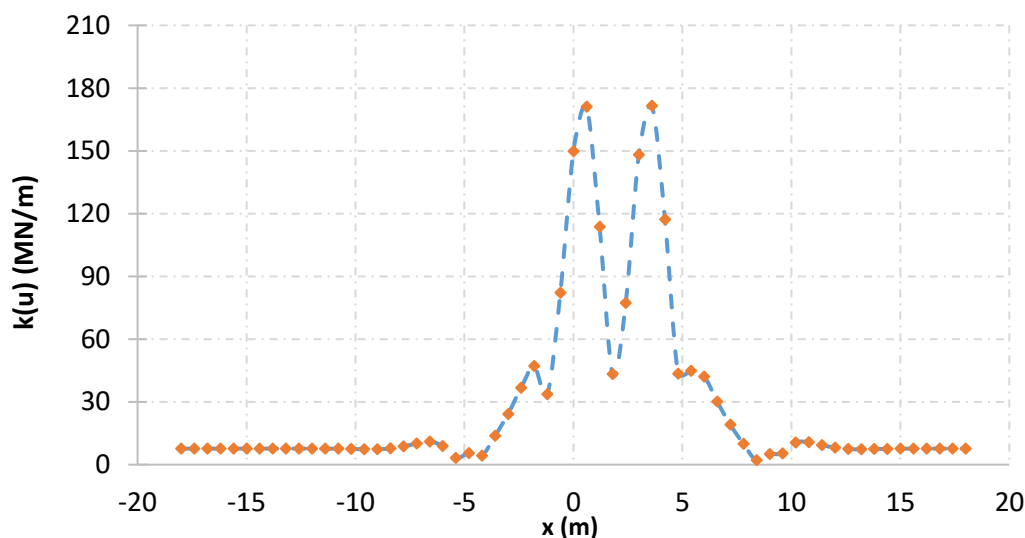


Figure VII.12 - Répartition de la raideur des semelles non linéaires sur les blochets pour une valeur de l'exposant $\alpha=1.5$ de la loi de raideur $k(u)$

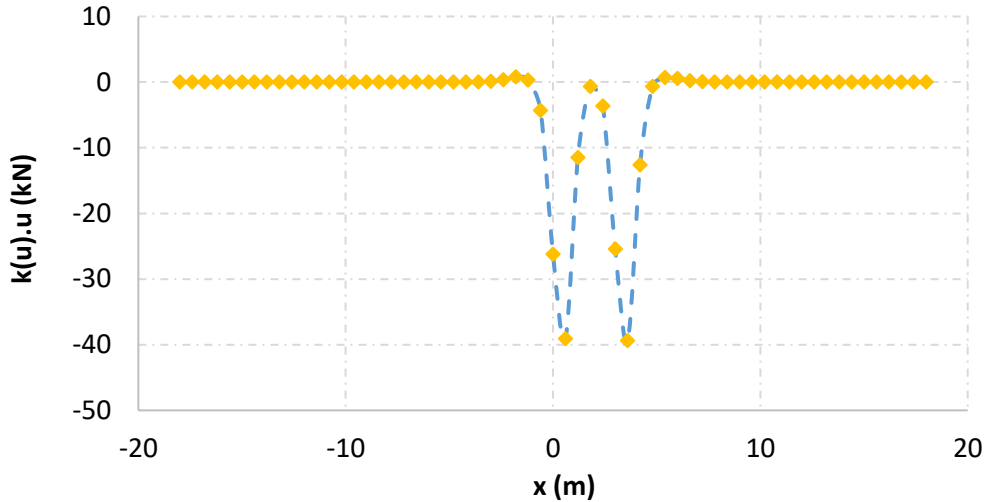


Figure VII.13 - Distribution de la force $k(u).u$ sur blochets pour une valeur de l'exposant $\alpha=1.5$ de la loi de raideur $k(u)$

En se basant sur ce résultat et dans le but de comparer l'effet de la non linéarité des semelles, on propose de comparer les champs de déflexion et d'accélération issus de deux calculs, l'un considérant le cas d'une semelle linéaire ($\alpha = 1$) à raideur sécante constante $k = 170 \text{ MN/m}$, et le deuxième considérant le cas d'une semelle non linéaire à raideur sécante $k = 170 \text{ MN/m}$ sur les traverses les plus chargées (le cas présent dans la Figure VII.12, $k = 100 \text{ MN/m}$ et $\alpha = 1.5$).

Les valeurs de déflexion au sommet de la couche granulaire pour les deux calculs considérés sont présentées sur la Figure VII.14. Les profils temporels de déflexion tracés montrent une valeur de déflexion de 0.3 mm , quel que soit le type de semelle.

Concernant les calculs d'accélération verticales (comme décrit dans le paragraphe VII.3.5), on observe, d'après les profils temporels tracés sur la Figure VII.15, pour les deux types de semelles à raideur sécante identique, une augmentation relativement légère des amplitudes des accélérations, avec les semelles non-linéaires. La valeur du pic $|\{\gamma_z\}_{\alpha=1}^{haut}|$ passe de 2.1 m.s^{-2} pour $\alpha = 1$ à 2.6 m.s^{-2} pour $\alpha = 1.5$.

Par ailleurs, les valeurs maximales d'accélération verticales augmentent avec la rigidité des semelles comme attendu de l'étude de sensibilité faite au Chapitre I. Les pics d'accélération dirigés vers le haut passent de $|\{\gamma_z\}_{k=100}^{haut}| = 1.8 \text{ m.s}^{-2}$ pour $k = 100 \text{ MN/m}$ à $|\{\gamma_z\}_{k=170}^{haut}| = 2.1 \text{ m.s}^{-2}$ pour $k = 170 \text{ MN/m}$.

Cela permet de conclure que l'augmentation des amplitudes d'accélération verticales est influencée à la fois par l'augmentation de la rigidité des semelles et par leur comportement non linéaire.

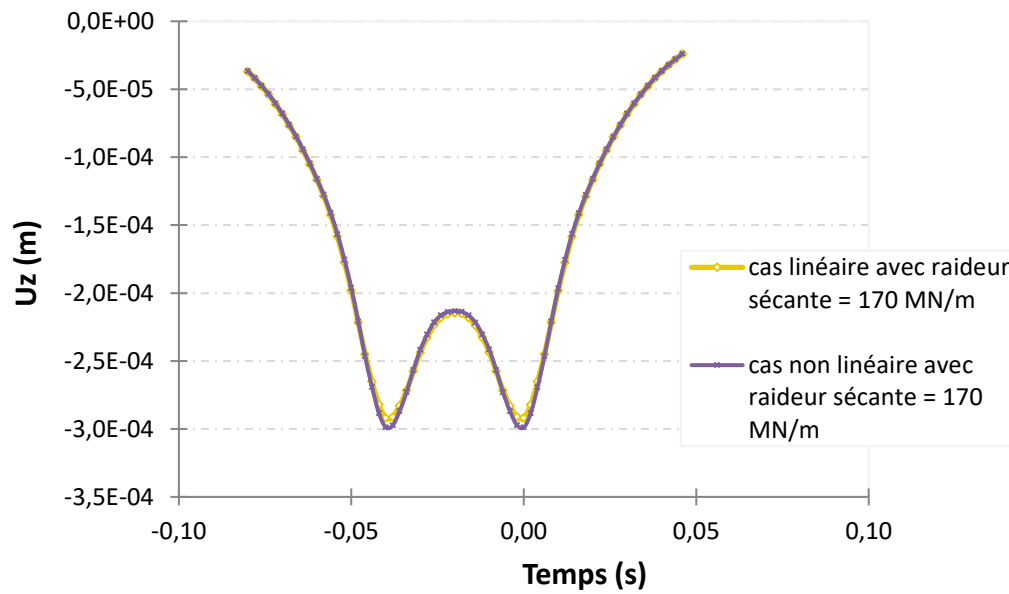


Figure VII.14 - Profils temporels du déplacement vertical calculés au droit d'une traverse ($x=0$) sous rail ($y=0$) au sommet de la couche granulaire pour deux semelles linéaire et non linéaire ayant une raideur sécante égale à 170 MN/m

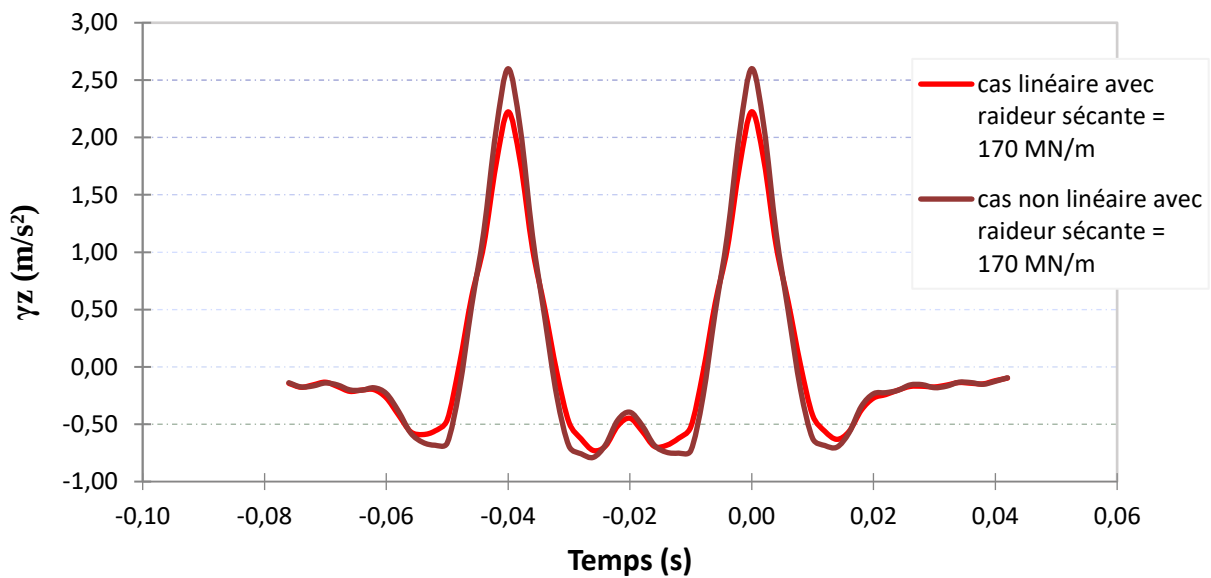


Figure VII.15 - Profils temporels de l'accélération vertical calculés au droit d'une traverse ($x=0$) sous rail ($y=0$) au sommet de la couche granulaire pour deux semelles linéaire et non linéaire ayant une raideur sécante égale à 170 MN/m

VII.5 Conclusion

Les développements complémentaires apportés à ViscoRail, dans ce chapitre ont permis l'extension de l'outil de calcul à la prise en compte de non linéarité dans la transmission des efforts rails /ballast.

Sur la base de cette extension de ViscoRail, on a pu comparer l'incidence de différents types de semelles (innovantes à comportement linéaire et classiques à comportement non linéaire) sur la réponse de la voie en visant une solution permettant de réduire les accélérations verticales dans la structure, et ainsi d'améliorer la stabilité des couches de ballast.

Les travaux de ce chapitre permettent de conclure que l'aspect de non linéarité des semelles sous rail joue un rôle négatif sur les accélérations verticales induites au sommet de la sous-couche, sans oublier l'effet apporté par leur rigidification qui conduit à l'augmentation de ces accélérations.

A noter que l'étude a été faite sans prise en compte des surcharges dynamiques qui viendront appuyées les conclusions.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale

Du fait de leur rôle exceptionnel dans la mobilité, la conception et l'entretien des LGV sont des enjeux majeurs. Les charges du trafic ferroviaire circulant à vitesse élevée entraînent une dégradation progressive des voies ferroviaires et notamment des couches de ballast, causant l'usure des grains, des tassements différentiels et une perte de géométrie de la voie par mouvement des grains. Ces mécanismes sont accélérés par les forts niveaux d'accélération induits dans la structure d'assise des lignes à grande vitesse et conduisent à des coûts de maintenance élevés de la voie.

Dans ce contexte, afin d'améliorer la durabilité de la voie, la LGV Bretagne – Pays de la Loire a été construite avec une couche de grave bitume (GB4) sous le ballast sur 105 km de voie, sur une longueur totale de 182 km. Afin de vérifier le comportement de cette structure innovante, une instrumentation lourde a été mise en place sur quatre sections de la voie, comprenant 3 structures avec sous couche bitumineuse, et une structure classique avec assise granulaire (Chapitre I).

Ce travail de thèse a été lancé afin d'analyser les mesures issues de cette instrumentation. Les objectifs étaient de mieux comprendre le comportement, à court terme et à long terme des différentes structures, d'essayer de le modéliser, et également de conforter les hypothèses de dimensionnement des structures avec sous-couche bitumineuse, qui avaient été dimensionnées suivant les principes utilisés pour les chaussées routières.

Dans cette thèse, nous nous sommes intéressés en premier lieu au traitement des mesures réalisées pendant la phase de montée en vitesse (Chapitre III) afin de comparer la réponse dynamique des structures bitumineuses et granulaire de la LGV BPL, pour différentes vitesses de passage des trains, allant de 160 à 352 km/h. Cette analyse a permis de montrer que la couche de GB4 placée sous le ballast permet de réduire de façon significative (environ d'un facteur 2) les niveaux d'accélération induits au sommet de la sous-couche au passage des trains, et cela à toutes les vitesses. On a également pu montrer que les niveaux de déformations horizontales en extension à la base de la couche bitumineuse sont très faibles (dans tous les cas inférieurs à 20 μdef), indiquant que la couche bitumineuse ne travaille pratiquement pas en fatigue. Enfin, l'analyse a montré des niveaux de déflexion faibles sur toutes les structures (de l'ordre de 25 mm/100 sur les sections 2 et 4, 40 mm/100 sur la section 1, indiquant une bonne rigidité de la structure de la voie, liée principalement à la présence d'une couche de forme en sol traité.

Sur la base des mesures de la phase de montée en vitesse, nous avons cherché à modéliser les structures de BPL à l'aide du code ViscoRail (Chapitre IV), permettant le calcul semi-analytique de la réponse dynamique des LGV et la prise en compte du comportement thermo-viscoélastique de couches composées de matériaux bitumineux. Une analyse de sensibilité, visant à évaluer l'influence des modules des couches de la structure, ainsi que de certains paramètres de conception, sur la réponse dynamique de la voie a été réalisée. Des comparaisons détaillées entre les mesures réalisées sur les différentes sections instrumentées et les résultats de la modélisation ont été réalisées. Elles ont montré que le logiciel ViscoRail permettait de prédire de façon satisfaisante les déflexions, les accélérations et les déformations mesurées sur les deux types de structures (classique et bitumineuse). Cela confirme la validité de ViscoRail, pour la modélisation du comportement réversible des structures ferroviaires (réponse sous passage d'une charge). Sa rapidité de calcul en fait un outil particulièrement adapté pour des applications de dimensionnement ou des études de sensibilité.

Les mesures environnementales et saisonnières à évolutions lentes ont été analysées dans le Chapitre V. Les résultats ont montré que les variations de température dans la couche bitumineuse sont limitées, en raison de l'isolation thermique apportée par le ballast. Des températures minimales de l'ordre de 1 à 2°C en hiver, et des valeurs maximales de l'ordre de 25°C en été ont été relevées, ce qui représente une amplitude beaucoup plus faible que dans les chaussées routières. Ces variations de température limitées sont favorables au bon comportement des enrobés, en réduisant les risques d'orniérage et de fissuration thermique. L'effet positif de la couche de grave-bitume sur l'infiltration d'eau dans la plate-forme a également été mis en évidence. Enfin, le suivi des tassements des structures sous ballast des sections instrumentées, sur une durée de 30 mois, a montré des niveaux de tassement faibles, ne dépassant pas 2 mm, sans différence notable entre sections bitumineuses et granulaire.

Une première analyse des mesures enregistrées à partir de la mise en service de la LGV a également été réalisée (Chapitre VI) montrant l'évolution de la voie pour une durée de service de 23 mois. La circulation des différents TGV a généré un grand nombre de fichiers de mesure, qui ont été traités partiellement. L'analyse de l'évolution des déflexions maximales et des accélérations maximales et minimales sur la durée de cette période, a montré des niveaux comparables à ceux obtenus pendant la phase de montée en vitesse. Aucune évolution indiquant une dégradation de la voie n'a été observée. Pour la durée de 2 ans de suivi, on a retrouvé la réduction d'un facteur de deux entre les accélérations obtenues sur la section avec sous couche granulaire, et celles obtenues sur les sections avec sous couche bitumineuse, ce qui met en évidence l'intérêt de la sous-couche en GB. Aucune différence significative entre les accélérations produites par les différents types de trains n'a été observée.

Enfin, dans la continuité de travaux de recherche de solutions permettant de réduire l'intensité des accélérations dans la couche de ballast, l'incidence du comportement des semelles sous rails (Chapitre VII) sur les accélérations induites dans les structures d'assises ferroviaires a été étudiée. Une adaptation de ViscoRail, permettant de modéliser l'effet de semelles à comportement non linéaire a été réalisée. Des comparaisons de réponse obtenues avec des semelles linéaires et non linéaires ont permis de montrer qu'à niveau de rigidité moyen égal, des semelles à comportement linéaire avaient un effet favorable sur la réduction des accélérations dans la structure de voie.

Perspectives

Plusieurs perspectives s'offrent en prolongement à ce travail.

Tout d'abord, il semble intéressant de poursuivre le monitoring de la voie, afin de suivre l'évolution des différents paramètres mécaniques de la voie sur une durée plus longue, et voir si des évolutions, mettant en évidence des dégradations de la voie apparaissent. Il est également envisagé de croiser les informations obtenues par l'instrumentation avec les opérations de maintenance (notamment de bourrage), et de comparer l'importance et la fréquence des opérations de maintenance sur les sections classiques, et les sections avec sous-couche bitumineuse.

Pour faciliter le suivi de ces mesures, sur le long terme, pendant la phase d'exploitation commerciale, il est envisagé d'automatiser complètement le traitement des mesures, en implantant les procédures de traitement des mesures développées durant la thèse sur le superviseur où sont stockées les données. On pourrait ainsi calculer en temps réel, pour chaque passage de train, certains paramètres principaux :

- Des paramètres liés au trafic, tels que le type de train, le nombre d'essieux, la vitesse, les températures au moment du passage du train.
- Des paramètres de comportement mécanique de la voie tels que la déflexion maximale, les accélérations maximales et minimales en différents points, les déformations maximales dans la GB et dans la GNT

Les partenaires du projet, et notamment les gestionnaires de la ligne, pourraient ainsi avoir accès directement à ces paramètres, et suivre leur évolution dans le temps.

A partir du suivi des mesures réalisées pendant la phase d'exploitation commerciale, sur une durée suffisante, il devrait également être possible de définir des paramètres clefs, strictement nécessaires pour décrire l'état de service de la voie et son évolution dans le temps. De tels travaux pourraient permettre de proposer des solutions pratiques de monitoring, pour le suivi du comportement des voies ferrées, et en particulier des voies existantes, qui doivent être instrumentées à posteriori, après la construction. En effet, l'instrumentation mise en place sur la voie BPL est une instrumentation très complète et redondante, dont l'objectif était de recueillir le maximum d'informations, et également d'évaluer la précision des mesures réalisées. A partir des enseignements de cette expérimentation, des solutions d'instrumentation plus légères, adaptées à différentes situations, devraient pouvoir être proposées.

Enfin, compte tenu des bons résultats obtenus avec le logiciel ViscoRail, il est envisagé d'en faire une version finalisée, qui pourra être diffusée, notamment pour des applications de dimensionnement des structures ferroviaires. Pour cela, il faudra également définir des critères de dimensionnement, définissant les sollicitations admissibles, en fonction du niveau de trafic et du type de voie, suivant une approche similaire à celle du dimensionnement routier. Pour le ballast, on pourrait sans doute envisager un critère de dimensionnement basé sur le niveau d'accélération maximale dans la couche de ballast, qui semble avoir un effet important sur la stabilité du ballast, et donc sur les risques de tassement de la voie, et la fréquence des opérations de bourrage.

Références bibliographiques

- Abdelkrim, M. (2004). *Analyse par le calcul des structures du comportement cyclique à long terme des infrastructures de transport* (Thèse de doctorat). Marne-la-vallée, ENPC.
- AFNOR, N. E. (2003). 13043. *Granulats pour mélanges hydrocarbonés et pour enduits superficiels utilisés pour la construction des chaussées, aérodromes et d'autres zone de circulation*.
- AFNOR NF EN 13108-1. (2007). *Mélanges bitumineux—Spécifications des matériaux—Partie 1 : Enrobés bitumineux*. Consulté à l'adresse <https://www.boutique.afnor.org/norme/nf-p98-130/enrobes-hydrocarbones-couches-de-roulement-et-couches-de-liaison-betons-bitumineux-semi-grenus-bbsg-definition-classification-car/article/879714/fa048634>
- AFNOR NF P98-086. (2011). *Road pavement structural design*. Consulté à l'adresse <https://www.boutique.afnor.org/standard/nf-p98-086/road-pavement-structural-design-application-to-new-pavement/article/737303/fa169297>
- AFNOR P18-101. (1990). *Granulats : Vocabulaire, définitions et classifications*. Consulté à l'adresse <https://www.boutique.afnor.org/norme/p18-101/granulats-vocabulaire-definitions-et-classifications/article/897812/fa020816>
- Ainciart, P. F. (2007a). V360, *Comportement du ballast* (No. R 1153-2007-02). SNCF.
- Ainciart, P. F. (2007b). V360, *Mesures accélérométriques sur traverses, sol en surface et en profondeur* (No. R 2520-2007-06). SNCF.
- Airey, G. D., & Rahimzadeh, B. (2004). Combined bituminous binder and mixture linear rheological properties. *Construction and Building Materials*, 18(7), 535–548.
- Al Shaer, A. (2005). *Analyse des déformations permanentes des voies ferrées ballastées-Approche dynamique*. *These de doctorat*, ENPC.
- Albalat, S. A., Domingo, L. M., Sanchis, I. V., Herráiz, J. I. R., & Segarra, A. V. (2011). Crumb Rubber Modified Bitumen for sub-ballast layer. *9th World Congress on Railway Research, França*.
- Alias, J., & Gentil, P. (1984). *La voie ferrée : Techniques de construction et d'entretien*. Eyrolles.
- Antoni, M. (2010). *Degradation Laws of Railway ballasted track Estimation of the need of maintenance*. Présenté à International Conference on Accelerated Life Testing.
- Araújo, N. M. F. (2011). *High-speed trains on ballasted railway track : Dynamic stress field analysis* (PhD Thesis).

- Audley, M., & Andrews, J. D. (2013). The effects of tamping on railway track geometry degradation. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 227(4). <https://doi.org/10.1177/0954409713480439>
- Baaj, H. (2002). *Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux lients hydrocarbonés*.
- Baaj, H., Di Benedetto, H., & Chaverot, P. (2003). Fatigue of mixes : An intrinsic damage approach. *6th RILEM Symposium PTEBM, Zurich*, 394–400.
- Ben Fredj, I., Bernard, J., Heritier, B., Vaniscote, J.-C., Triche, A., & Pouget, S. (2014). La sous couche en grave bitume (GB). *Revue Générale Des Routes et de L'aménagement (RGRA)*, (923).
- Bitume Info. (2005). *Sous Les Rails, le Bitume*.
- Bitumes, S. (1991). Bitumes–Techniques et utilisation. *Ouvrage de la Société des Pétroles Shell, éd. Génération (Paris) p*, 147.
- Bodin, V. (2001). *Comportement du ballast des voies ferrées soumises à un chargement vertical et latéral*.
- Buonanno, A., & Mele, R. (2000). *The use of bituminous mix sub-ballast in the Italian State Railways*. 20-22.
- Caetano, L. F., & Teixeira, P. F. (2015). Optimisation model to schedule railway track renewal operations : A life-cycle cost approach. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(11), 1524-1536. <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.982133>
- Cardona, D. R., Di Benedetto, H., Sauzeat, C., Calon, N., & Saussine, G. (2016). Use of a bituminous mixture layer in high-speed line trackbeds. *Construction and Building Materials*, 125, 398-407.
- Carrascal, I. A., Casado, J. A., Diego, S., & Polanco, J. A. (2016). Dynamic behaviour of high-speed rail fastenings in the presence of desert sand. *Construction and Building Materials*, 117, 220–228.
- Carrascal, I. A., Casado, J. A., Diego, S., Polanco, J. A., & Gutiérrez-Solana, F. (2010). Efecto del envejecimiento de placas de asiento de carril inyectadas con TPE en la elasticidad de la vía para Alta Velocidad. *31st Meeting of the Spanish Group of Crack 'Grupo Español de Fractura'*.
- Carrascal, I. A., Casado, J. A., Polanco, J. A., & Gutiérrez-Solana, F. (2005). Comportamiento dinámico de placas de asiento de sujeción de vía de ferrocarril. *Anales de mecánica de la fractura*, 22, 372–377.
- Carrascal, I. A., Casado, J. A., Polanco, J. A., & Gutiérrez-Solana, F. (2007). Dynamic behaviour of railway fastening setting pads. *Engineering Failure Analysis*, 14(2), 364–373.
- Carrascal, I., Casado, J. A., Diego, S., & Polanco, J. A. (2011). Atenuacion frente a impacto en sistemas de sujecion ferroviaria de alta velocidad. *J Anales Mekan Fract*, 28, 713–8.
- Chabot, A., Chupin, O., Deloffre, L., & Duhamel, D. (2010). Viscoroute 2.0 A : Tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design*, 11(2), 227–250.

- Chebli, H., Clouteau, D., & Schmitt, L. (2008). Dynamic response of high-speed ballasted railway tracks : 3D periodic model and in situ measurements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(2), 118-131.
- Chen, G. X., Qian, W. J., Mo, J. L., & Zhu, M. H. (2016). Influence of the rail pad stiffness on the occurrence propensity of rail corrugation. *JOURNAL OF VIBRATION ENGINEERING & TECHNOLOGIES*, 4(5), 455–458.
- Chupin, O., Chabot, A., Piau, J.-M., & Duhamel, D. (2010). Influence of sliding interfaces on the response of a layered viscoelastic medium under a moving load. *International Journal of Solids and Structures*, 47(25-26), 3435–3446. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2010.08.020>
- Chupin, O., & Piau, J.-M. (2011a). Modeling of the dynamic response of ballast in high-speed train structures. *8th International Conference on Structural Dynamics*, p. pp-712.
- Chupin, O., & Piau, J.-M. (2011b). Modélisation de la réponse dynamique d'une structure ferroviaire multicouche sous chargement roulant. *Congrès Français de Mécanique (CFM 2011)*, p. 6p.
- Connolly, D. P., Kouroussis, G., Giannopoulos, A., Verlinden, O., Woodward, P. K., & Forde, M. C. (2014). Assessment of railway vibrations using an efficient scoping model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 58, 37–47.
- Correia, A. G., & Cunha, J. (2014). Analysis of nonlinear soil modelling in the subgrade and rail track responses under HST. *Transportation Geotechnics*, 1(4), 147–156.
- Corté, J.-F., & Di Benedetto, H. (2004). *Matériaux routiers bitumineux : Description et propriétés des constituants*. Lavoisier.
- Coulier, P., Dijckmans, A., François, S., Degrande, G., & Lombaert, G. (2014). A spatial windowing technique to account for finite dimensions in 2.5 D dynamic soil–structure interaction problems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 59, 51–67.
- Dahlberg, T. (2007). *Railway Track Stiffness Variations-A Literature Review*. Linköping University.
- Di Benedetto, H., & Corté, J. (2005). Matériaux routiers bitumineux 2. *Hermès Lavoisier editions*.
- Di Benedetto, H., De La Roche, C., Baaj, H., Pronk, A., & Lundström, R. (2004). Fatigue of bituminous mixtures. *Materials and structures*, 37(3), 202–216.
- Di Benedetto, H., Partl, M. N., Francken, L., & Saint André, C. D. L. R. (2001). Stiffness testing for bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 34(2), 66–70.
- Di Benedetto, Hervé, Ashayer Soltani, A., & Chaverot, P. (1996). Fatigue damage for bituminous mixtures : A pertinent approach. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 65.
- Di Benedetto, Hervé, & Corté, J.-F. (2004). *Matériaux routiers bitumineux : Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Hermès science publications.
- Di Mino, G., Di Liberto, M., Maggiore, C., & Noto, S. (2012). A dynamic model of ballasted rail track with bituminous sub-ballast layer. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 53, 366-378.

- Dos Santos, P., Prinet, O., Fillon, J., Cervantes, José, & Triche, A. (2014). La grave bitume sous ballast. *Revue Générale Des Routes et de L'aménagement (RGRA)*.
- Duhamel, D., Chabot, A., Tamagny, P., & Harfouche, L. (2005). ViscoRoute : Visco-elastic modeling for asphalt pavements. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et chaussées*, 258, 89–103.
- Egana, J. I., Vinolas, J., & Seco, M. (2006). Investigation of the influence of rail pad stiffness on rail corrugation on a transit system. *Wear*, 261(2), 216–224.
- European Asphalt Pavement Association. (2003). Asphalt in railway tracks. *EAPA Position Papers*, 5-11.
- Ferreira, P. (2010). *Modelling and prediction of the dynamic behaviour of railway infrastructures at very high speeds*.
- Filippov, A. P. (1961). Steady state vibrations of an infinite beam on an elastic half-space subjected to a moving load. *Izvestija AN SSSR OTN Mehanika i Mashinostroenie*, 6, 97–105.
- Fortunato, E. M. C. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias : Estudos relativos à capacidade de carga*. FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Fryba, L. (2013). *Vibration of solids and structures under moving loads* (Vol. 1). Springer Science & Business Media.
- Guerin, N. (1996). *Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées. Guide technique, Conception et dimensionnement des structures de chaussées, Setra-LCPC*. (1994, décembre). Consulté à l'adresse https://www.google.com/search?q=guide+technique+conception+et+dimensionnement+des+structures+de+chauss%C3%A9es&rlz=1C1CHBF_frFR727FR727&oq=guide+technique+conception+et+di&aqs=chrome.1.69i57j0l3.30763j0j7&sourceid=chrome&ie=UTF-8
- Guler, H. (2014). Prediction of railway track geometry deterioration using artificial neural networks : A case study for Turkish state railways. *Structure and Infrastructure Engineering*, 10(5), 614-626.
- Hall, L. (2003). Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(5), 403–413.
- Hammoud, M., Duhamel, D., & Sab, K. (2010). Static and dynamic studies for coupling discrete and continuum media; Application to a simple railway track model. *International Journal of Solids and Structures*, 47(2), 276-290.
- Heckl, M. A. (2002). COUPLED WAVES ON A PERIODICALLY SUPPORTED TIMOSHENKO BEAM. *Journal of Sound and Vibration*, 252(5), 849-882. <https://doi.org/10.1006/jsvi.2001.3823>
- Huet, C. (1963). *Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés [Study of the viscoelastic behavior of bituminous mixes by method of impedance]* (PhD Thesis). Ph. D. thesis, Faculte des Sciences de Paris, Paris (in French).
- Huet, Christian. (1999). Coupled size and boundary-condition effects in viscoelastic heterogeneous and composite bodies. *Mechanics of Materials*, 31(12), 787–829.

- Ilias, H. (1999). The influence of railpad stiffness on wheelset/track interaction and corrugation growth. *Journal of Sound and Vibration*, 227(5), 935–948.
- International Union of Railways. (2008). *Best practice guide for optimum track geometry durability*. (Editions Techniques Ferroviaires). Paris, France.
- Kaewunruen, S., & Remennikov, A. (2005). *Monitoring structural degradation of rail pads in laboratory using impact excitation technique*.
- Kaewunruen, S., & Remennikov, A. (2008). *Dynamic properties of railway track and its components : A state-of-the-art review*.
- Kaewunruen, S., & Remennikov, A. M. (2006). Sensitivity analysis of free vibration characteristics of an in situ railway concrete sleeper to variations of rail pad parameters. *Journal of Sound and Vibration*, 298(1-2), 453–461.
- Karrech, A. (2007). *Comportement des matériaux granulaires sous vibration-Application au cas du ballast* (PhD Thesis).
- Kim, Y. R., Lee, H.-J., & Little, D. N. (1997). Fatigue characterization of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 66.
- Kim, Y.-R., Little, D. N., & Lytton, R. L. (2003). Fatigue and healing characterization of asphalt mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(1), 75–83.
- Kouroussis, G. (2009). *Modélisation des effets vibratoires du trafic ferroviaire sur l'environnement (Modeling of railway traffic effect on the environment)* (PhD Thesis). Ph. D. thesis, Faculté polytechnique de Mons.
- Kouroussis, G., Verlinden, O., & Conti, C. (2011). Free field vibrations caused by high-speed lines : Measurement and time domain simulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(4), 692–707.
- Krylov, V. V. (1995). Generation of ground vibrations by superfast trains. *Applied Acoustics*, 44(2), 149–164. [https://doi.org/10.1016/0003-682X\(95\)91370-I](https://doi.org/10.1016/0003-682X(95)91370-I)
- La Roche, C. de. (1996). *Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux : Expérimentations et nouvelles perspectives d'analyse* (PhD Thesis). Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris.
- Lambert, L., Le Dizes, A., Giraud, H., Robinet, A., & Talfumière, V. (2011). 40 lat doświadczenia w budowie linii dużych prędkości. Planowanie tras, podłoże i hydrotechnika : Praktyka, wytyczne i rozwój. *Zeszyty Naukowo-Techniczne Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji w Krakowie. Seria: Materiały Konferencyjne*.
- Laurens, P. E. (2014). Prise en compte de la raideur de la voie dans la compréhension des mécanismes de dégradation du nivellement [Taking into account the track stiffness in the understanding of the vertical level degradation mechanisms]. In *Proceedings of the 2nd international symposium on railway geotechnical engineering - Georail 2014*, 99–108.

- Le Cam, V, Lemarchand, L., Martin, W., & Bonnet, N. (2010). Improving wireless sensor behavior by means of generic strategies. *Structural Health Monitoring*, 1, 696-703. Sorrento, Naples, Italy.
- Le Cam, Vincent, Cottineau, L., Lemarchand, L., & Bourquin, F. (2008). Design of a generic smart and wireless sensors network—Benefits of emerging technologies. *Structural Health Monitoring*, 1(1), 598-605.
- Lemaitre, J., Chaboche, J.-L., & Germain, P. (1985). *Mécanique des matériaux solides* (Vol. 2). Dunod Paris.
- Leykauf, G., & Stahl, W. (2004). Untersuchungen und Erfahrungen mit beschalteten Schwellen. *Der Eisenbahningenieur*, (6), 8–16.
- Linder, R. (1977). Application de l'essai de traction directe aux enrobés bitumineux. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*, (SPEC V).
- Liu, X., Zhao, P., & Dai, F. (2011). Advances in design theories of high-speed railway ballastless tracks. *Journal of Modern Transportation*, 19(3), 154–162.
- Mandel, J. (1955). Sur les corps viscoélastiques à comportement linéaire. *COMPTES RENDUS HEBDOMADAIRES DES SEANCES DE L ACADEMIE DES SCIENCES*, 241(25), 1910–1912.
- Marmier, F. (2005). Colas innove sur la LGV Est européenne en testant une grave-bitume sous ballast. *Revue Générale Des Routes et de L'aménagement (RGRA)*, (840), 20-22.
- Martin, A. (2014). *Analyse numérique de la réponse dynamique de structures ferroviaires. Application à la réduction des désordres géométriques induits dans les couches de ballast des Lignes à Grande Vitesse*.
- Momoya, Y. (2007). New railway roadbed design. *Railway Technology Avalanche*, 20, 118.
- Moutier, F. (1992, juin). *Utilisation de la presse à cisaillement giratoire et de l'ornièreur dans la méthode française de formulation des enrobés*. IB, 546-554. Stockholm.
- NF 13108-1. (2007). Mélange bitumineux-Spécification des matériaux-Partie 1 : Enrobés bitumineux. *European Standard-French Standard AFNOR*.
- Nguyen, V.-H. (2002). *Comportement dynamique de structures non-linéaires soumises à des charges mobiles*.
- Nielsen, J. C., & Igeland, A. (1995). Vertical dynamic interaction between train and track influence of wheel and track imperfections. *Journal of sound and vibration*, 187(5), 825–839.
- O'Brien, J., & Rizos, D. (2005). A 3D BEM-FEM methodology for simulation of high speed train induced vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 289-301. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.02.005>
- Olard, F. (2003). *Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures. Relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé*.
- Paderno, C. (2010). *Comportement du ballast sous l'action du bourrage et du trafic ferroviaire*.
- Paixão, A., Fortunato, E., & Calçada, R. (2015). The effect of differential settlements on the dynamic response of the train–track system : A numerical study. *Engineering Structures*, 88, 216–224.

- Piau, J. M. (1989). Modélisation thermomécanique du comportement des enrobés bitumineux. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, 163, 41.
- Pita, A Lopez, Teixeira, P. F., & Robusté, F. (2004). High speed and track deterioration : The role of vertical stiffness of the track. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 218(1), 31-40.
- Pita, Andrés López. (2010). *Infraestructuras ferroviarias* (Vol. 12). Universitat Politecnica de Catalunya. Iniciativa Digital Politecnica.
- Pita, L. (2001). The vertical stiffness of the track and the deterioration of high speed lines [La rigidez vertical de la via y el deterioro de las lineas de alta velocidad]. *Revista de obras públicas*, 148(3415), 7–26.
- Policicchio, F. (2007). *Lineamenti di infrastrutture ferroviarie* (Vol. 2). Firenze University Press.
- Preteseille, M., & Lenoir, T. (2015). Mechanical fatigue behavior in treated/stabilized soils subjected to a uniaxial flexural test. *International Journal of Fatigue*, 77, 41–49.
- Preteseille, M., Lenoir, T., Genesseeux, E., & Hornych, P. (2014). Structural test at the laboratory scale for the utilization of stabilized fine-grained soils in the subgrades of High Speed Rail infrastructures : Analytical and numerical aspects. *Construction and Building Materials*, 61, 164–171.
- Profillidis, V. (1983). *La voie ferrée et sa fondation-modélisation mathématique* (PhD Thesis). Ecole nationale des ponts et chaussées-ENPC PARIS/MARNE LA VALLEE.
- Profillidis, V. A., & Humbert, P. (1986). Étude en élastoplasticité par la méthode des éléments finis du comportement de la voie ferrée et de sa fondation. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (141), 13–19.
- Prud'Homme, A. (1970). La voie. *Revue Générale des Chemins de Fer*, 1, 56-72.
- Quezada, J. C. (2012). *Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité*. Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, France.
- Rail and Recherche. (2005). *Asphalt Travels from Highways to Railway*. (34).
- Ramirez Cardona, D. A. (2016). *Characterisation of thermomechanical properties of bituminous mixtures used for railway infrastructures* (PhD Thesis). Lyon.
- Ramirez Cardona, D., Benkahla, J., d'Aguir Sofia, C., Nicolas, C., Alain, R., Di Benedetto, H., & Sauzéat, C. (2014, novembre 6). *High-speed ballasted track behaviour with sub-ballast bituminous layer*.
- Rivier, R. (2003). *Gestion de la maintenance des voies ferrées*. (Y. P. J.-D. Buri & C. Paderno, Éd.). EPFL, Lausanne, 76.
- Robinet, A. (2005). Le Grave Bitume Sous-Couche de la LGV Est europeene. *VTM 2005*.
- Robinet, Alain, & Cuccaroni, A. (2012). L'expérience grave-bitume de la LGV Est Européenne. *Revue Générale Des Chemins de Fer (RGCF)*, 220(220), 44-50.

- Rose, J. G., & Bryson, L. S. (2009). *Hot mix asphalt railway trackbeds : Trackbed materials, performance evaluations, and significant implications*. 7326, 19.
- Rose, J. G., Li, D., & Walker, L. A. (2002). *Tests and evaluations of in-service asphalt trackbeds*. Présenté à Proceedings of the American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2002 Annual Conference & Exposition, September.
- Rose, J. G., Teixeira, P. F., & Ridgway, N. E. (2010). *Utilization of asphalt/bituminous layers and coatings in railway trackbeds : A compendium of international applications*. 239-255. American Society of Mechanical Engineers.
- Rose, J. G., Teixeira, P. F., & Veit, P. (2011). *International design practices, applications, and performances of asphalt/bituminous railway trackbeds*. 19-20.
- Salim, W., & Indraratna, B. (2004). A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(4), 657–671.
- Saussine, G., & Néel, O. (2014). High speed regulation in extreme conditions. *Proceedings of the Second International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance*.
- Saussine, Gilles. (2004). Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels : Application au ballast. *Thèse de doctorat, LMGC Montpellier*.
- Sauvage, G. (1993). Railway track vertical static behaviour. *INRETS/LTN*.
- Sayegh, G. (1965). *Variation des modules de quelques bitumes purs et bétons bitumineux* (PhD Thesis). Thèse de doctorat d'ingénieur, Faculté des Sciences de l'Université de Paris.
- Selig, E. T., & Waters, J. M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. London, UK: Thomas Telford.
- Semblat, J. F., & Pecker, A. (2009). Waves and Vibrations in soils : Earthquakes. *Traffic, Shocks, Construction works*.
- SETRA. (2003, mars). *Construction des chaussées neuves sur le réseau routier national*.
- Sheng, X., Li, M., Jones, C. J. C., & Thompson, D. (2007). Using the Fourier-series approach to study interactions between moving wheels and a periodically supported rail. *Journal of Sound and Vibration*, 303, 873-894. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2007.02.007>
- Sohm, J. (2011). *Prédictions des déformations permanentes des matériaux de chaussées*. Ecole centrale de Nantes.
- Sol-Sánchez, M., Moreno-Navarro, F., & Rubio-Gámez, M. C. (2014). The use of deconstructed tire rail pads in railroad tracks : Impact of pad thickness. *Materials & Design*, 58, 198–203.
- Sol-Sánchez, M., Moreno-Navarro, F., & Rubio-Gámez, M. C. (2015). The use of elastic elements in railway tracks : A state of the art review. *Construction and building materials*, 75, 293–305.
- Somé, S. C. (2012). *Comportement thermomécanique des enrobés tièdes et de l'interface bitume-granat* (PhD Thesis).

- Teixeira, P. F., & Lopez-Pita, A. (2005). Viability of Using Bituminous Subballast Layer on High-Speed Ballasted Tracks. *Proceedings of the BCRA2005-International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields Conference, Trondheim, Norway*, 27–29.
- Teixeira, P., López-Pita, A., Casas, C., Bachiller, A., & Robuste, F. (2006). Improvements in high-speed ballasted track design: Benefits of bituminous subballast layers. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (1943), 43–49.
- Teixeira, Paulo F. (2009). *State-of-the-Art on the Use of Bituminous Subballast on European High-Speed Rail Lines*. Présenté à Bearing Capacity of Roads,,Railways and Airfields”. Pre-Conference Workshop.
- Teixeira, PF, Ferreira, P., Pita, A. L., Casas, C., & Bachiller, A. (2009). The use of bituminous subballast on future high-speed lines in Spain: Structural design and economical impact. *International Journal of Railway*, 2(1), 1-7.
- Teixeira, PF, Lopez Pita, A., & Ferreira, P. (2010). New possibilities to reduce track costs on high-speed lines using a bituminous sub-ballast layer. *International Journal of Pavement Engineering*, 11(4), 301-307.
- Thompson, D. (2008). *Railway noise and vibration: Mechanisms, modelling and means of control*. Elsevier.
- Thompson, D. J., & Verheij, J. W. (1997). The dynamic behaviour of rail fasteners at high frequencies. *Applied Acoustics*, 52(1), 1–17.
- Toward, M. G., Jiang, J., Dijkmans, A., Coulier, P., Thompson, D. J., Degrande, G., ... Hussein, M. F. (2014). Mitigation of railway induced vibrations by using subgrade stiffening and wave impeding blocks. *9th International Conference on Structural Dynamics (EURODYN 2014)*.
- Trinh, V.-N., Calon, N., Tang, A. M., Cui, Y.-J., Dupla, J. C., Canou, J., ... Schoen, O. (2011). *Caractérisation hydromécanique des matériaux constitutifs de plates-formes ferroviaires anciennes. 1*, 377-388. Paris, France.
- Vaquero, I. A. C. (2006). *Optimización y análisis de comportamiento de sistemas de sujeción para vías de ferrocarril de alta velocidad española* (PhD Thesis). Universidad de Cantabria.
- Veit, P. W. (1999). *Rechenmodell zur wirtschaftlichen Bewertung von Strategien im Bereich Fahrweg: Life-Cycle-Kalkulationen im Rahmen dynamischer Wirtschaftlichkeitsrechnungen*. na.
- Verbraken, H., Degrande, G., Lombaert, G., Stallaert, B., & Cuellar, V. (2013). *Benchmark tests for soil properties, including recommendations for standards and guidelines*. Project no. scp0-ga-2010-265754 rivas, RIVAS D1.11.
- Vincent, N., Bouvet, P., Thompson, D. J., & Gautier, P. E. (1996). Theoretical optimization of track components to reduce rolling noise. *Journal of Sound and Vibration*, 193(1), 161–171.
- Voivret, C., Nhu, V. H., & Perales, R. (2016). Discrete element method simulation as a key tool towards performance design of ballasted tracks. *International Journal of Railway Technology*, 5, 83–98.

- Voivret, C., Perales, R., & Saussine, G. (2014). Ballasted track maintenance with a multi-unit tamping machine : A numerical discrete efficiency comparison. *Proceedings of the Second International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance*, 53.
- Vostroukhov, A. V., & Metrikine, A. (2003). Periodically supported beam on a visco-elastic layer as a model for dynamic analysis of a high-speed railway track. *International Journal of Solids and Structures*, 40, 5723-5752. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(03\)00311-1](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(03)00311-1)
- World Road Association. (2007). Road Dictionary—PIARC. Consulté 26 juillet 2019, à l'adresse <https://www.piarc.org/en/Terminology-Dictionaries-Road-Transport-Roads/>
- Wu, T. X. (2008). On the railway track dynamics with rail vibration absorber for noise reduction. *Journal of Sound and Vibration*, 309(3-5), 739–755.
- Xu, Q., Xiao, Z., Liu, T., Lou, P., & Song, X. (2015). Comparison of 2D and 3D prediction models for environmental vibration induced by underground railway with two types of tracks. *Computers and Geotechnics*, 68, 169–183.
- Yang, X., Gu, S., Zhou, S., Yang, J., Zhou, Y., & Lian, S. (2015). Effect of track irregularity on the dynamic response of a slab track under a high-speed train based on the composite track element method. *Applied Acoustics*, 99, 72-84. <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2015.05.009>
- Zeng, X. (2005). *Rubber-Modified asphalt concrete for high-speed railway roadbeds*. Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University.
- Zhou, T., Hu, B., Sun, J., & Liu, Z. (2013). Discrete element method simulation of railway ballast compactness during tamping process. *The Open Electrical & Electronic Engineering Journal*, 7, 103–109.

Annexes

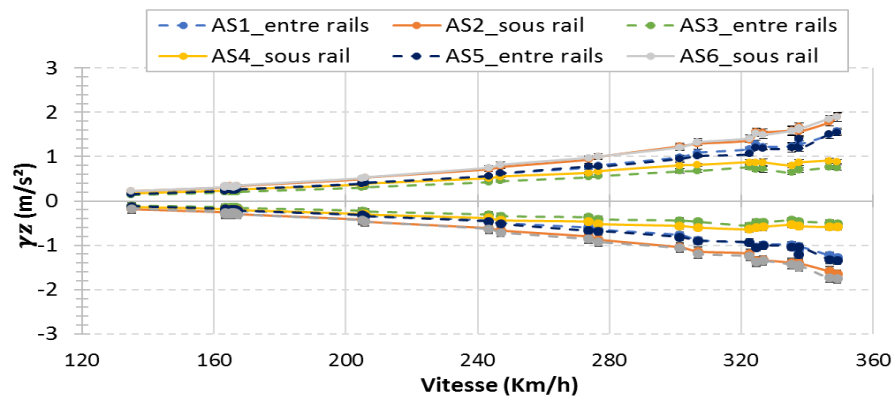
A. Phase de montée en vitesse

Pendant la phase de montée en vitesse, le train test a circulé sur la section 2 dans les deux sens :

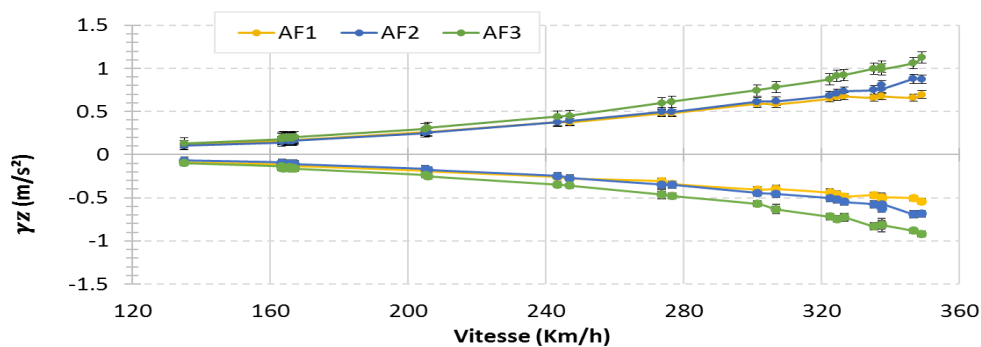
- Sens 1 : de Rennes à Paris
- Sens 2 : de Paris à Rennes

Vu qu'un écart lié au sens du passage du train et à la position du capteur par rapport aux traverses a été identifié sur les valeurs des accélérations, les résultats ont été séparés suivant le sens de circulation. Dans cette partie, on présente dans cette partie les graphiques de l'analyse des résultats obtenus dans le sens 2.

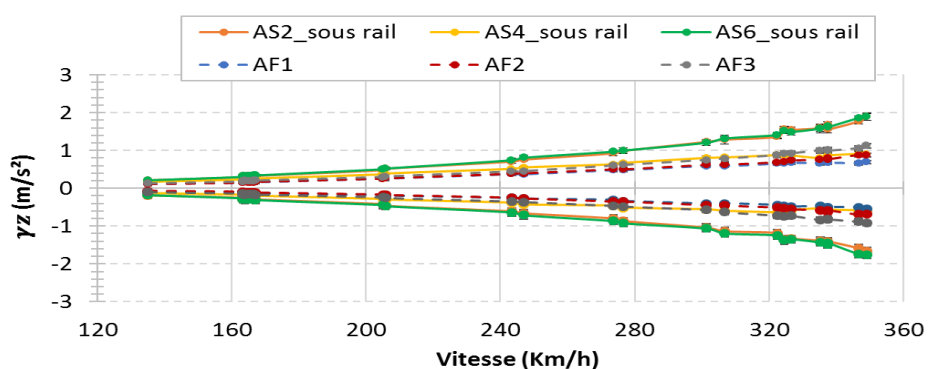
A. Section 2



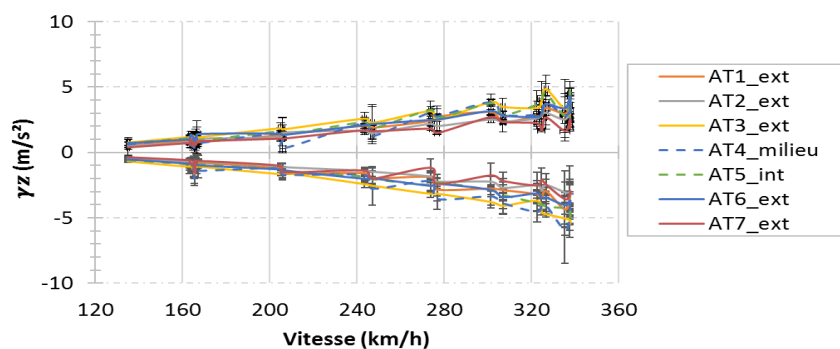
Graphique 1 - Accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres au sommet de la sous-couche granulaire installés sous l'axe du rail et entre les rails, pour les passages de train dans le sens 2 sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse



Graphique 2 - Accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres à la base de la sous-couche granulaire installés sous l'axe du rail, pour les passages de train dans le sens 2 sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

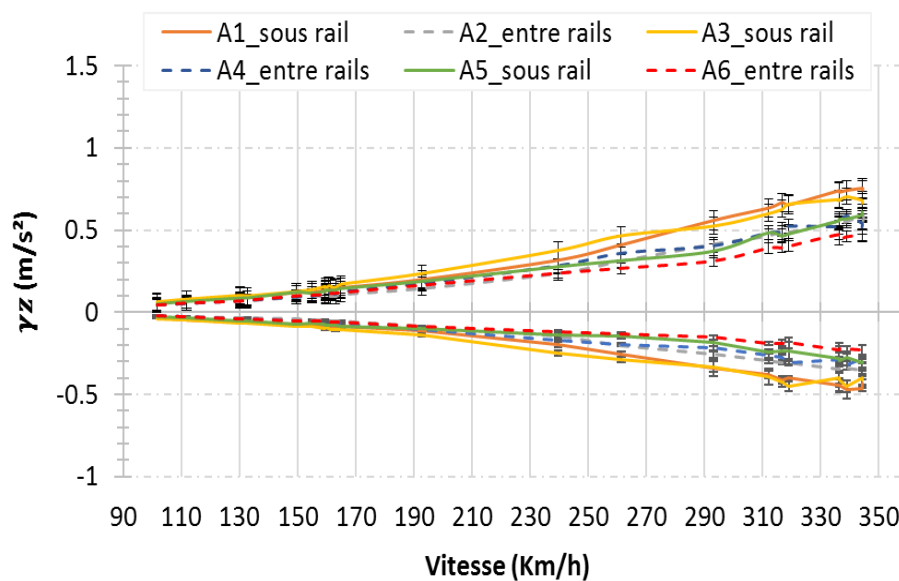


Graphique 3 - Comparaison entre les accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres au sommet de la sous-couche granulaire installés sous l'axe du rail et ceux à la base, pour les passages de train dans le sens 2 sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

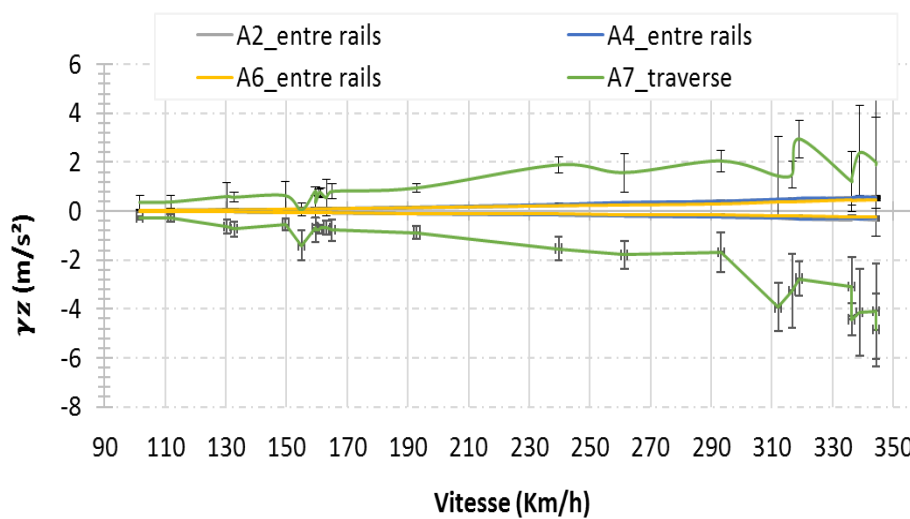


Graphique 4 - Comparaison des accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, pour les accéléromètres sur traverse, pour les passages de train dans le sens 2 sur la section 2 pendant la phase de montée en vitesse

B. Section 4

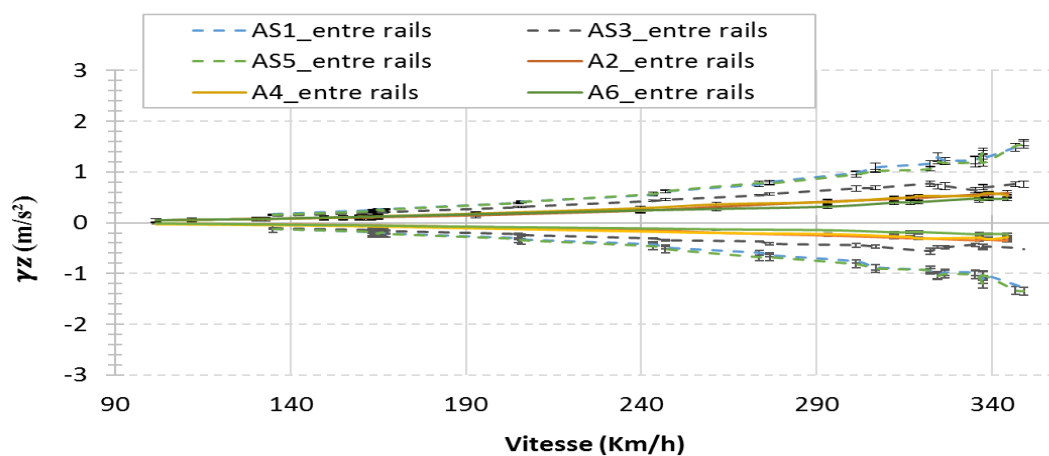


Graphique 5 - Accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres au sommet de la sous-couche bitumineuse installés sous l'axe du rail et entre les rails, pour les passages de train dans le sens 2 sur la section 4 pendant la phase de montée en vitesse

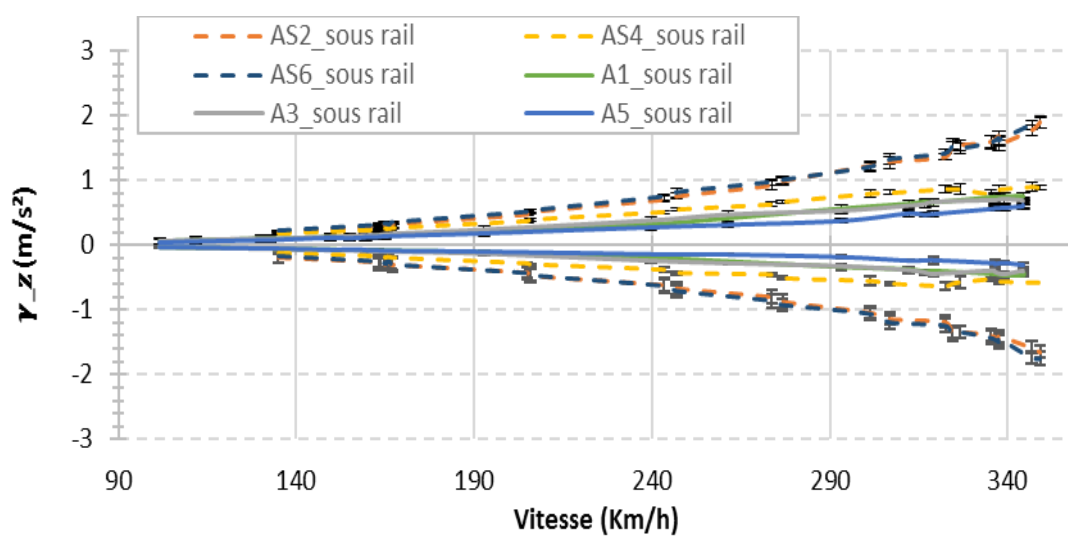


Graphique 6 - Comparaison entre les accélérations verticales maximales positives et négatives en fonction de la vitesse, des accéléromètres au sommet de la sous-couche bitumineuse installés entre les rails et celui sur la traverse, pour les passages de train dans le sens 2 sur la section 4 pendant la phase de montée en vitesse

C. Comparaison entre structure granulaire et structure bitumineuse



Graphique 7 - Comparaison des valeurs maximales d'accélérations verticales positives et négatives, des passages de train en fonction de la vitesse sur les section 2 et 4 pendant la phase de montée en vitesse pour les accéléromètres entre les deux rails



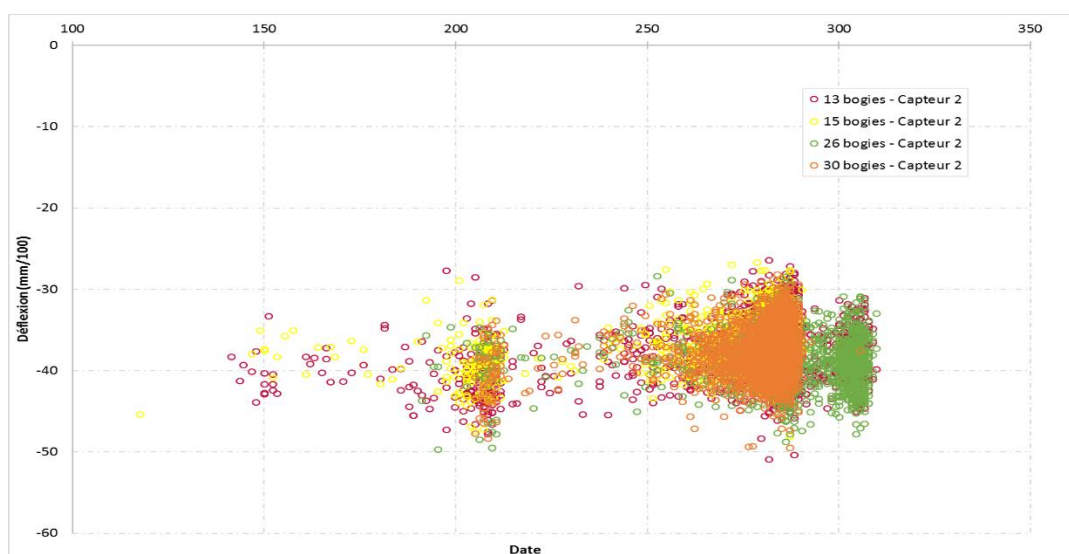
Graphique 8 - Comparaison des valeurs maximales d'accélérations verticales positives et négatives, des passages de train en fonction de la vitesse sur les section 2 et 4 pendant la phase de montée en vitesse pour les accéléromètres sous l'axe du rail

B. Phase Commerciale

Cette partie est consacrée aux mesures des capteurs non présentées dans le Chapitre VI durant la phase commerciale. On commence par les mesures de déflexion sur la section 2 granulaire et la section 4 bitumineuse. On passe ensuite aux mesures d'accélération sur les deux sections.

B.1 Mesures de déflexion

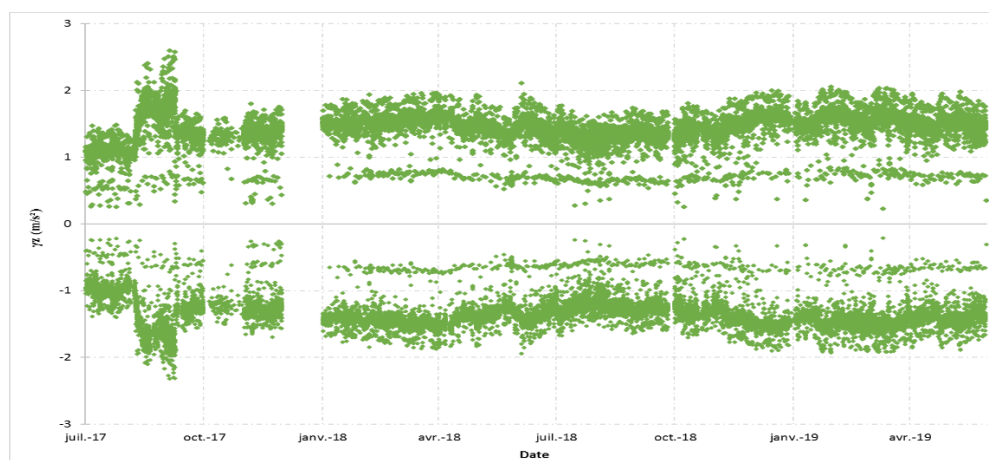
B.1.1 Section 2 avec sous couche granulaire



Graphique 9 - Déflexions maximales mesurées sur la section granulaire pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction de la vitesse de circulation des TGV

B.2 Mesures d'accélération

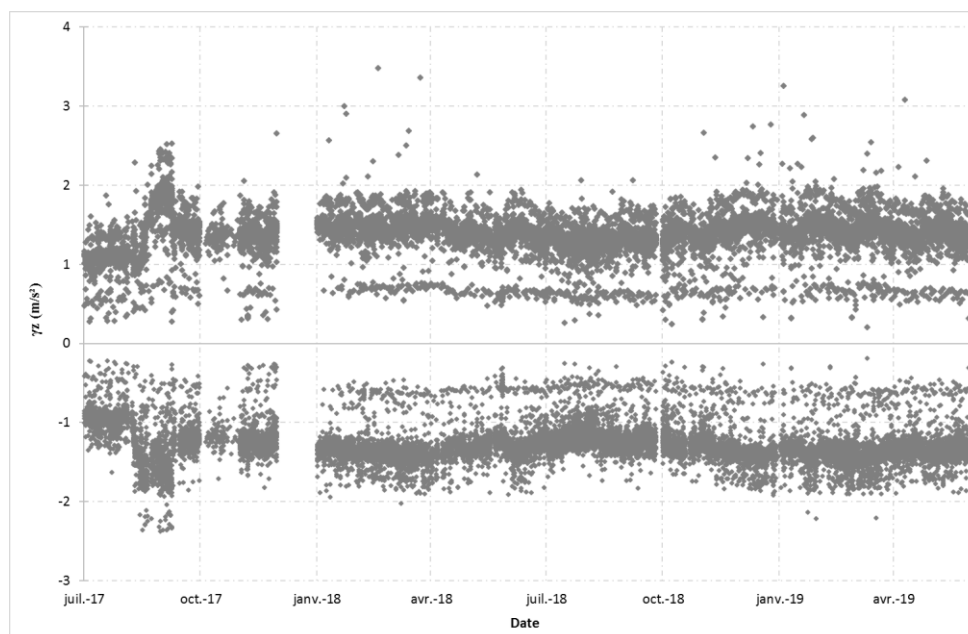
B.1.1 Section 2 avec sous couche granulaire



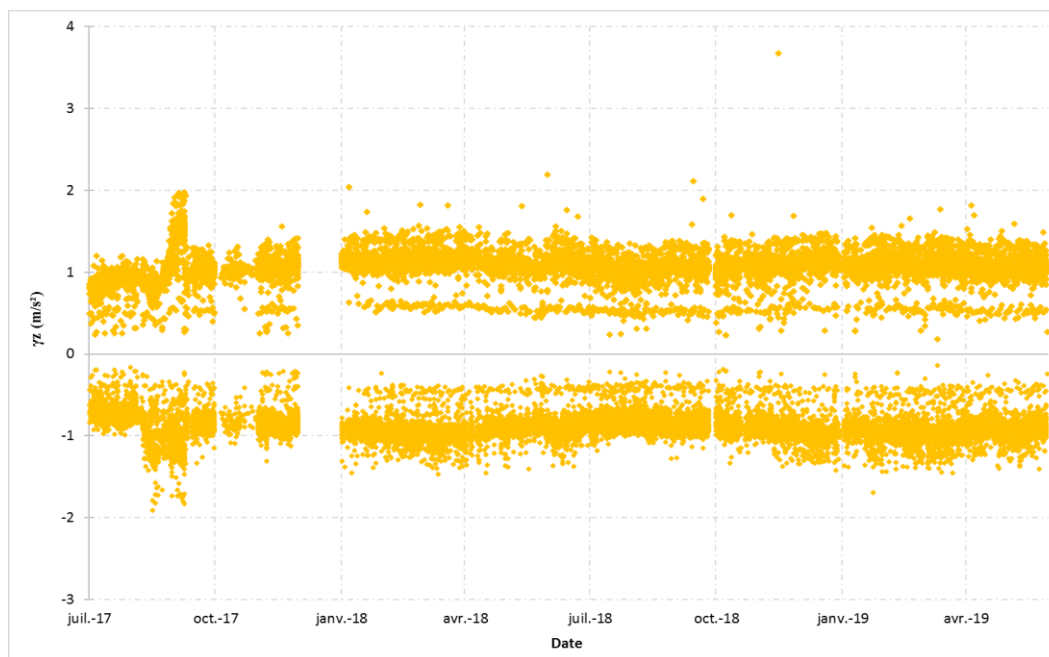
Graphique 10 – Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre ASI, situé entre les deux rails, sur la section granulaire, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains



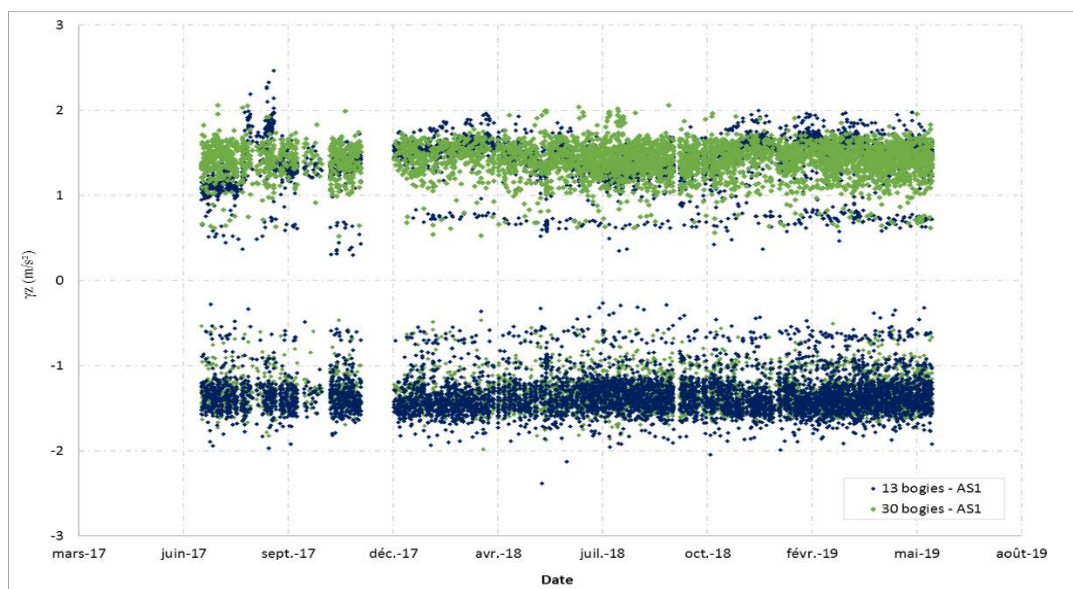
Graphique 11 – Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS3, situé entre les deux rails, sur la section granulaire, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains



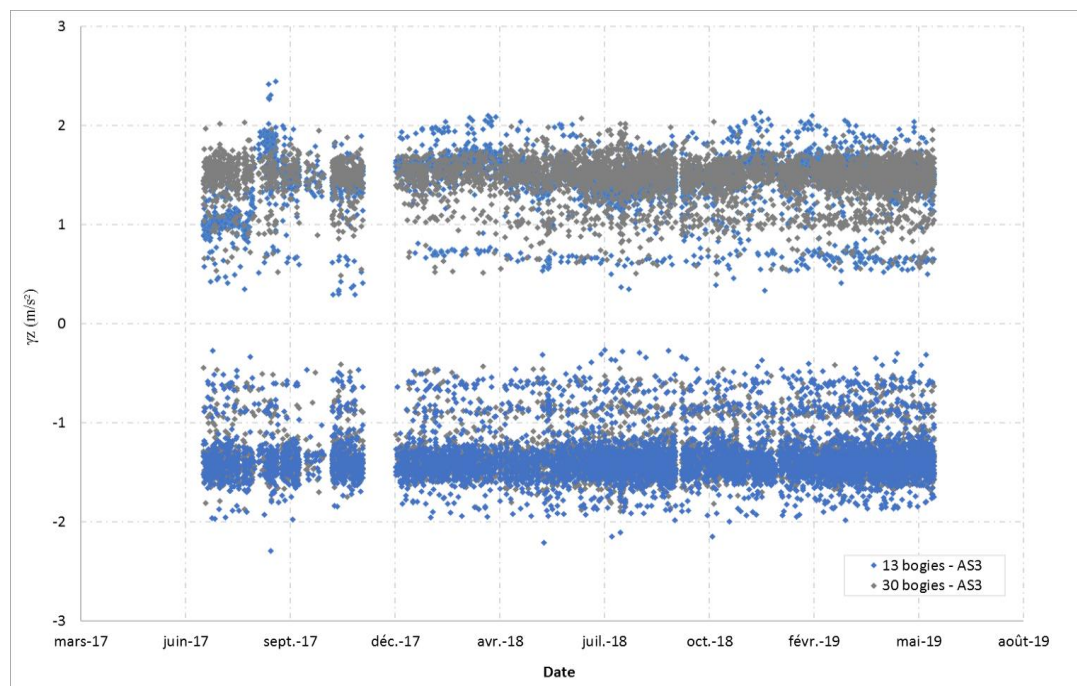
Graphique 12 – Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS4, situé sous l'axe du rail extérieur, sur la section granulaire, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains



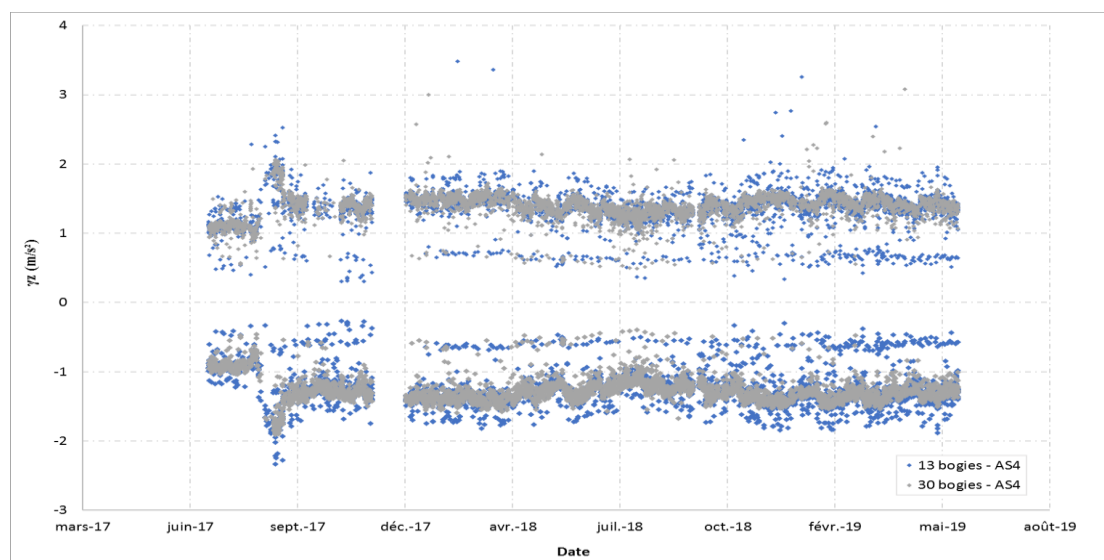
Graphique 13 – Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS5, situé entre les deux rails, sur la section granulaire, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains



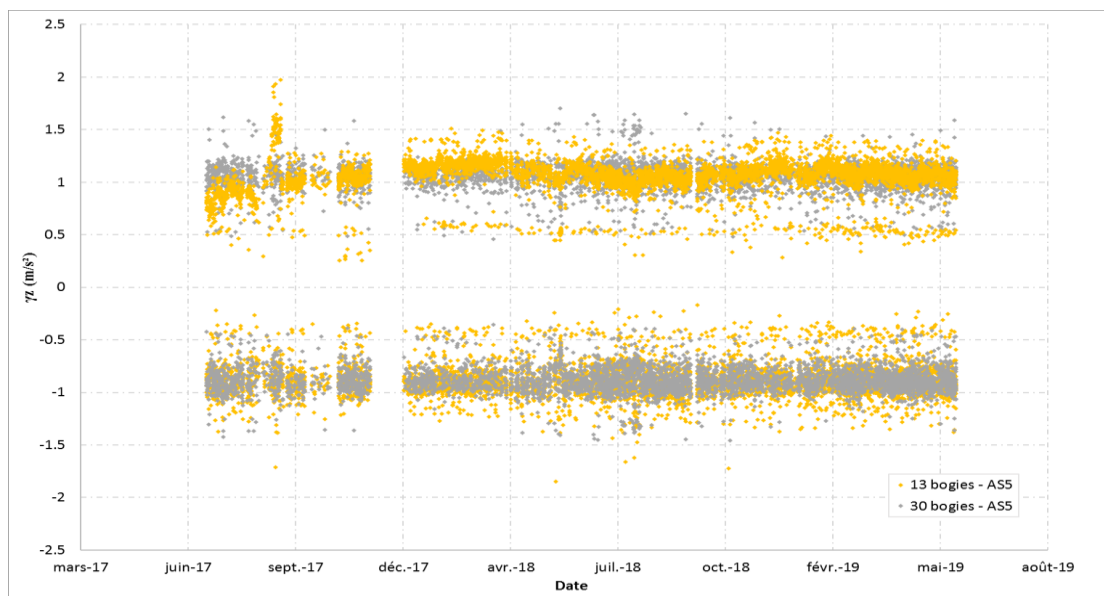
Graphique 14 – Valeurs d'accélérations verticales maximales et minimales de l'accéléromètre AS1, situé entre les deux rails, situé sur la section granulaire, en fonction du type de train, simple ou double



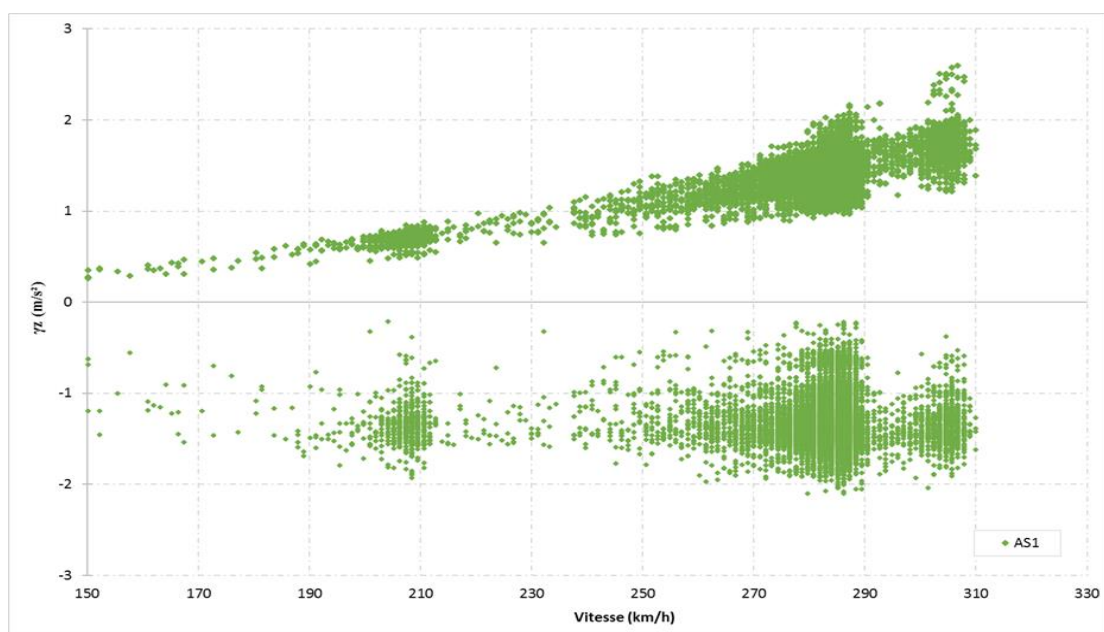
Graphique 15 – Valeurs d'accélérations verticales maximales et minimales de l'accéléromètre AS3, situé entre les deux rails, situé sur la section granulaire, en fonction du type de train, simple ou double



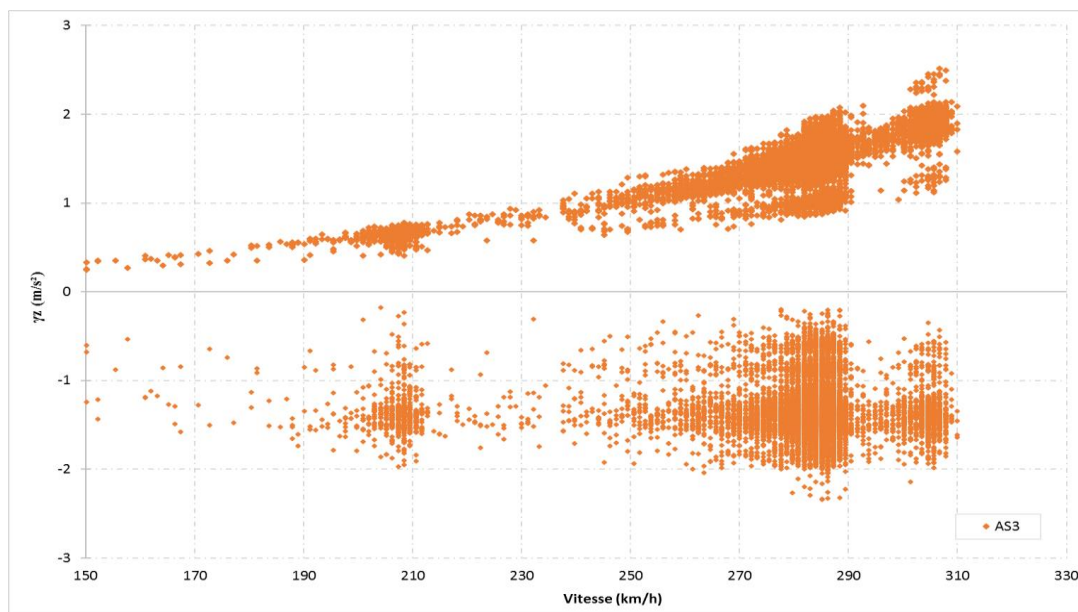
Graphique 16 – Valeurs d'accélérations verticales maximales et minimales de l'accéléromètre AS4, situé sous l'axe du rail extérieur, situé sur la section granulaire, en fonction du type de train, simple ou double



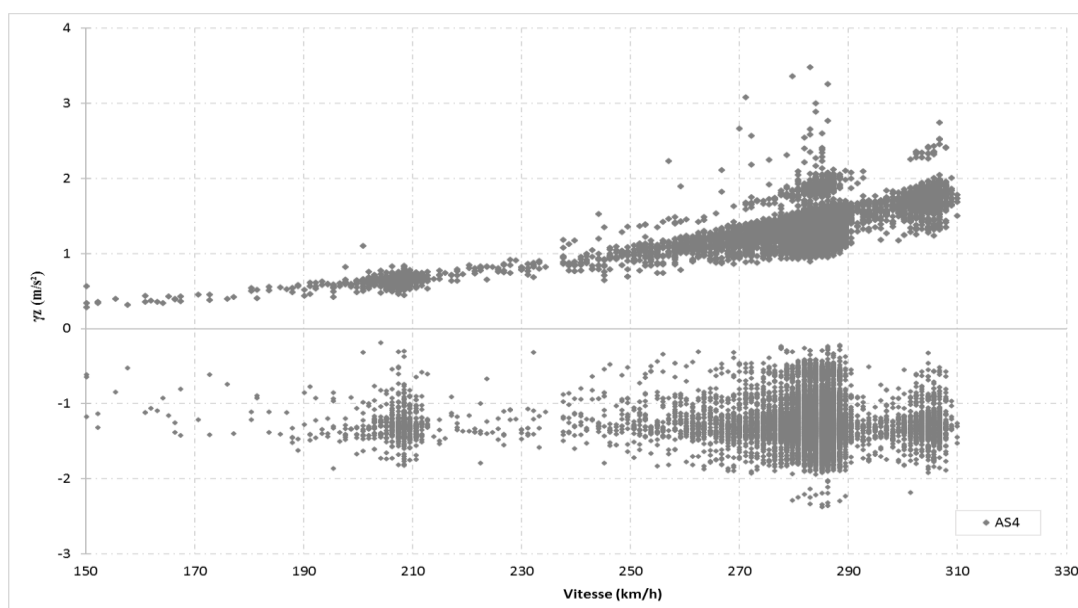
Graphique 17 – Valeurs d'accélérations verticales maximales et minimales de l'accéléromètre AS5, situé entre les deux rails, en fonction du type de train, simple ou double



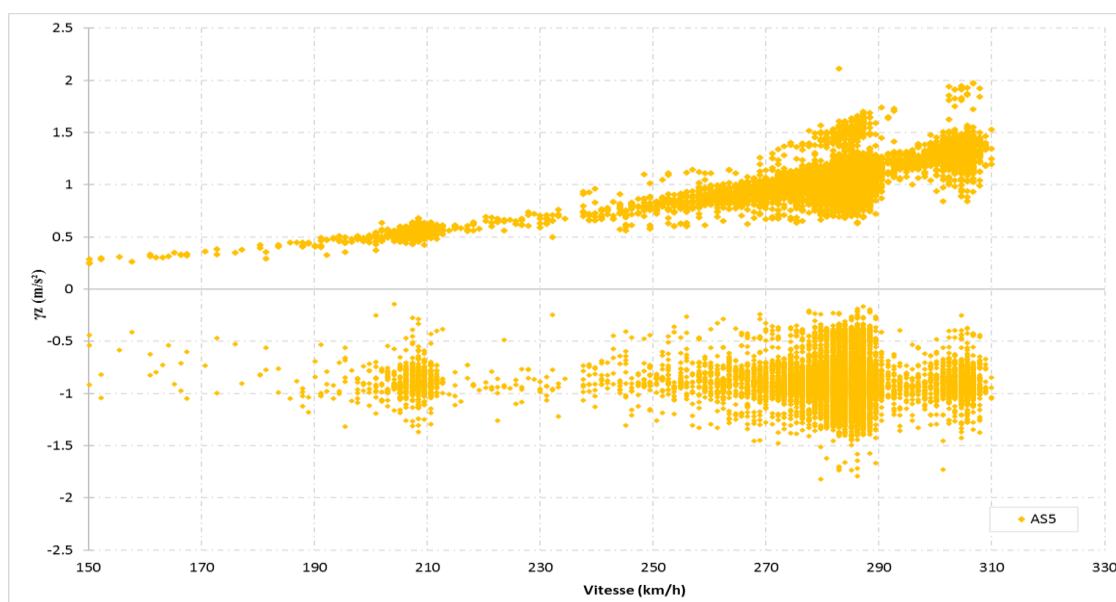
Graphique 18 – Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS1, situé entre les deux rails, sur la section granulaire, en fonction de la vitesse de passage des trains.



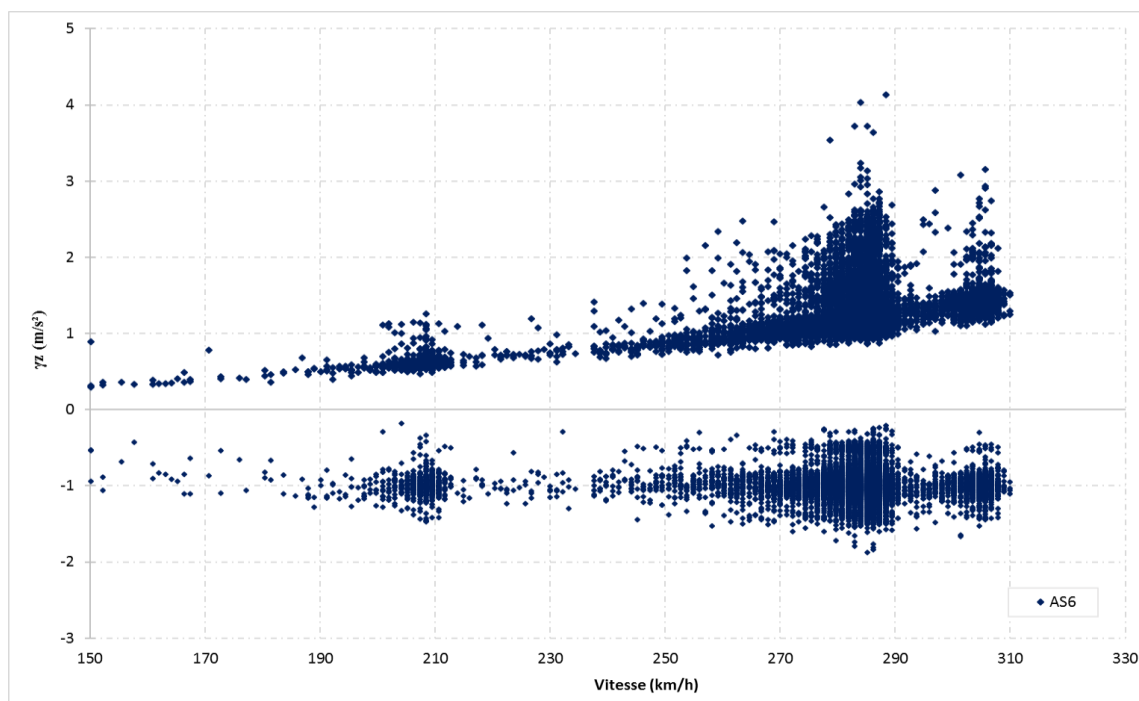
Graphique 19 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS3, situé entre les deux rails, sur la section granulaire, en fonction de la vitesse de passage des trains.



Graphique 20 – Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS4, situé sous l'axe du rail, sur la section granulaire, en fonction de la vitesse de passage des trains.

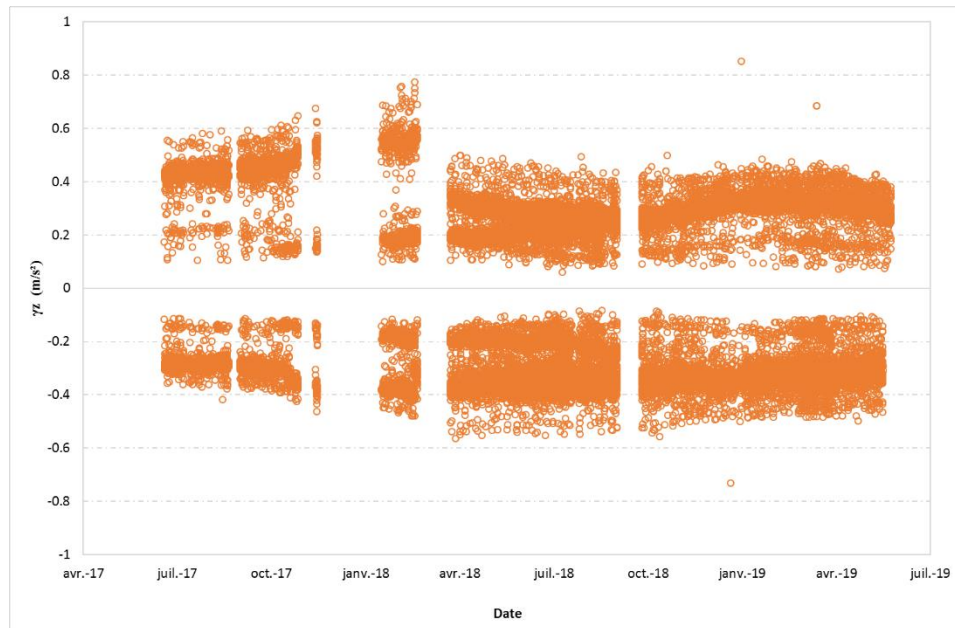


Graphique 21 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS5, situé entre les deux rails, sur la section granulaire, en fonction de la vitesse de passage des trains.

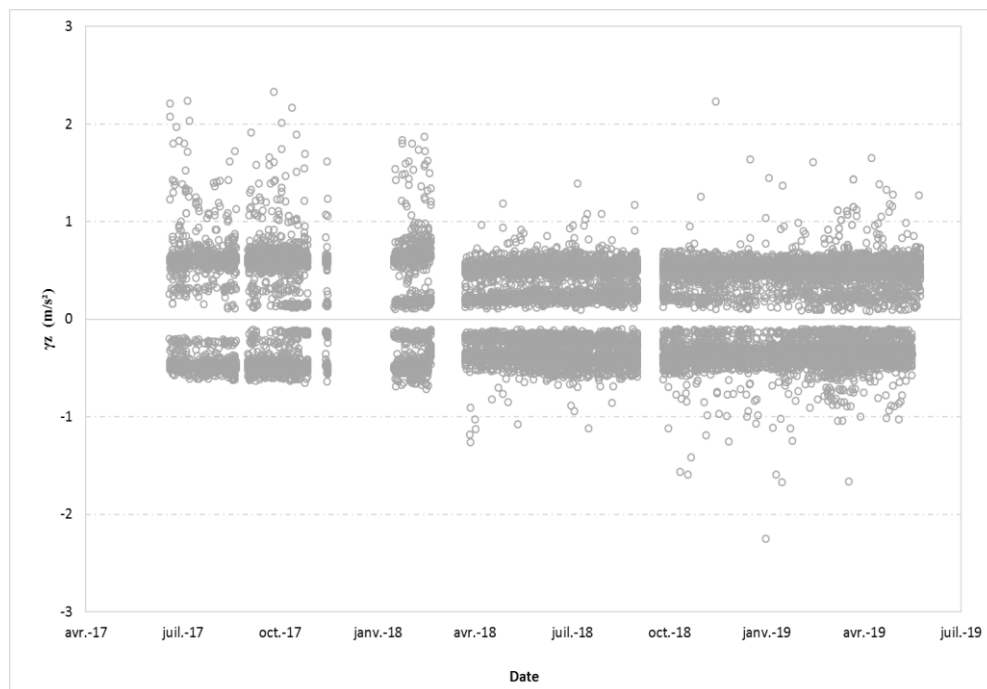


Graphique 22 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre AS6, situé sous l'axe du rail, sur la section granulaire, en fonction de la vitesse de passage des trains.

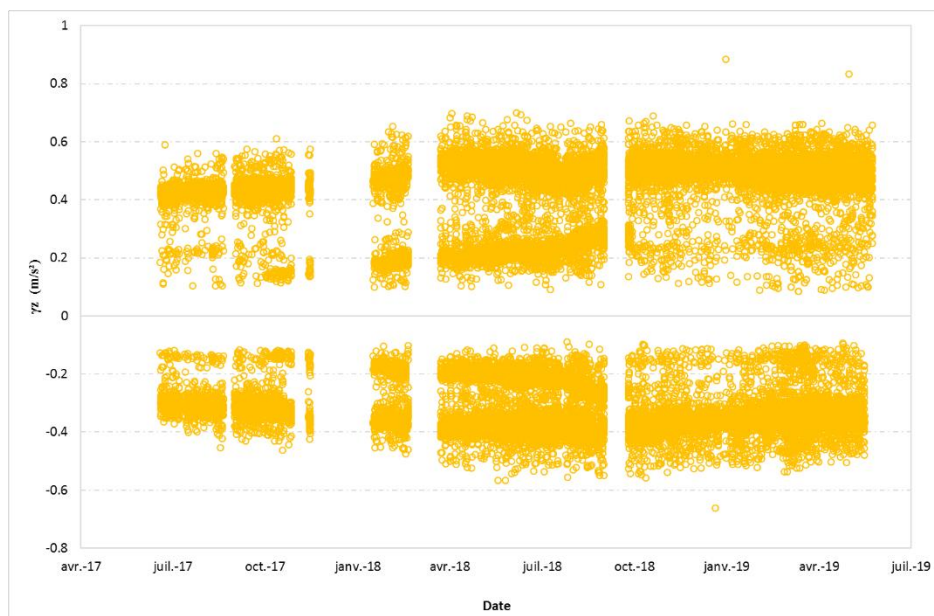
B.1.1 Section 4 avec sous couche bitumieuse



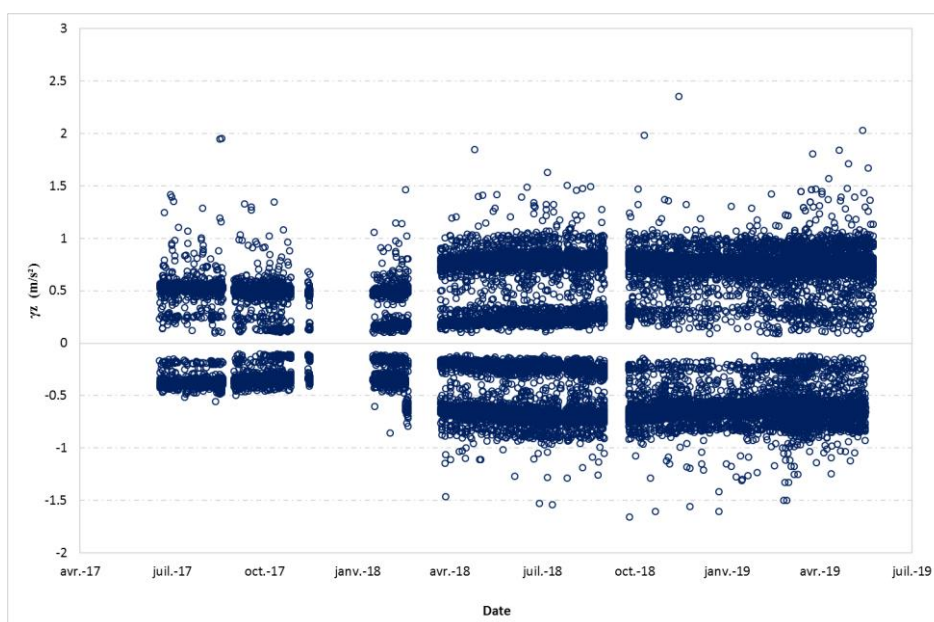
Graphique 23 – Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A2, placé entre les deux rails, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains, sur une durée de 23 mois



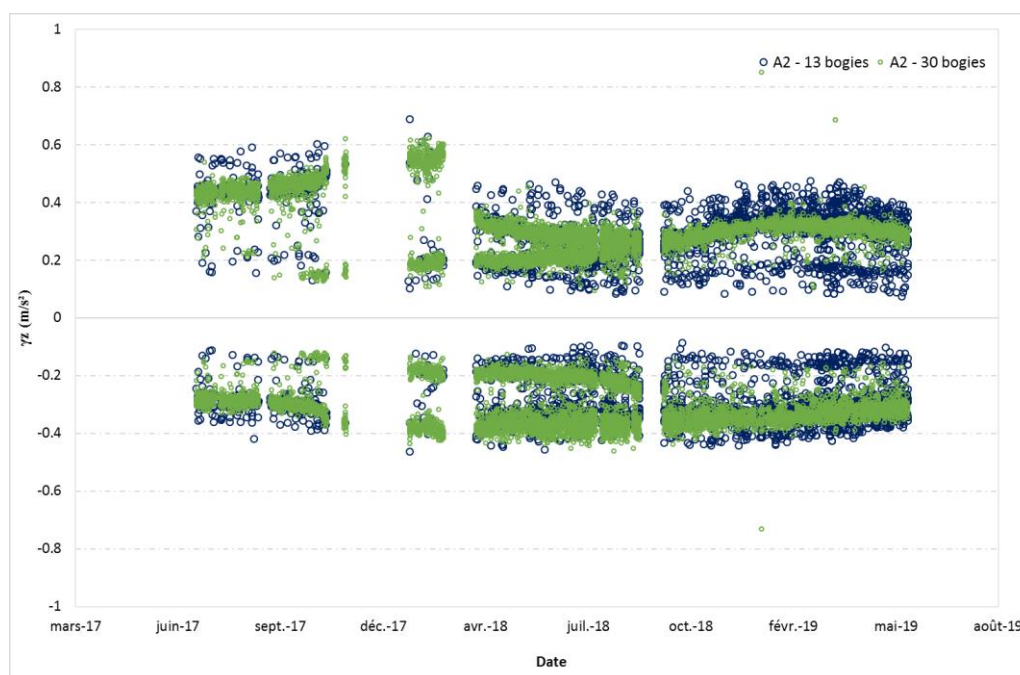
Graphique 24 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A3 situé sous l'axe du rail sur la section bitumineuse 4, pendant la phase de circulation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains, sur une durée de 23 mois



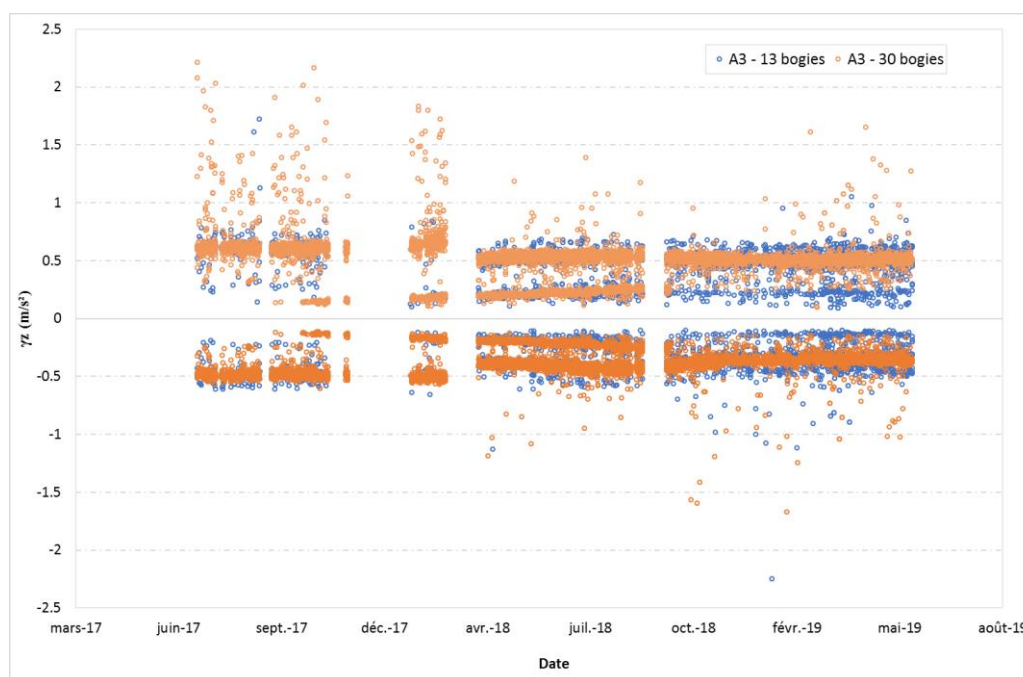
Graphique 25 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A4, placé entre les deux rails, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains, sur une durée de 23



Graphique 26 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A5 situé sous l'axe du rail sur la section bitumineuse 4, pendant la phase de circulation commerciale, par ordre chronologique de passage des trains, sur une durée de 23 mois



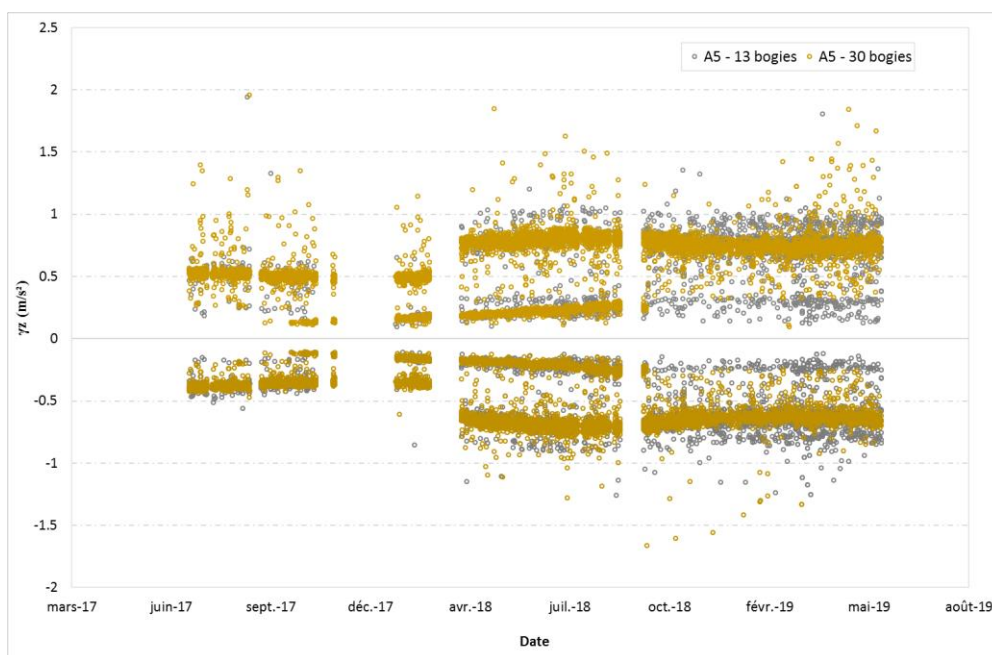
Graphique 27 – Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A2 placé entre les deux rails, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction du type de train



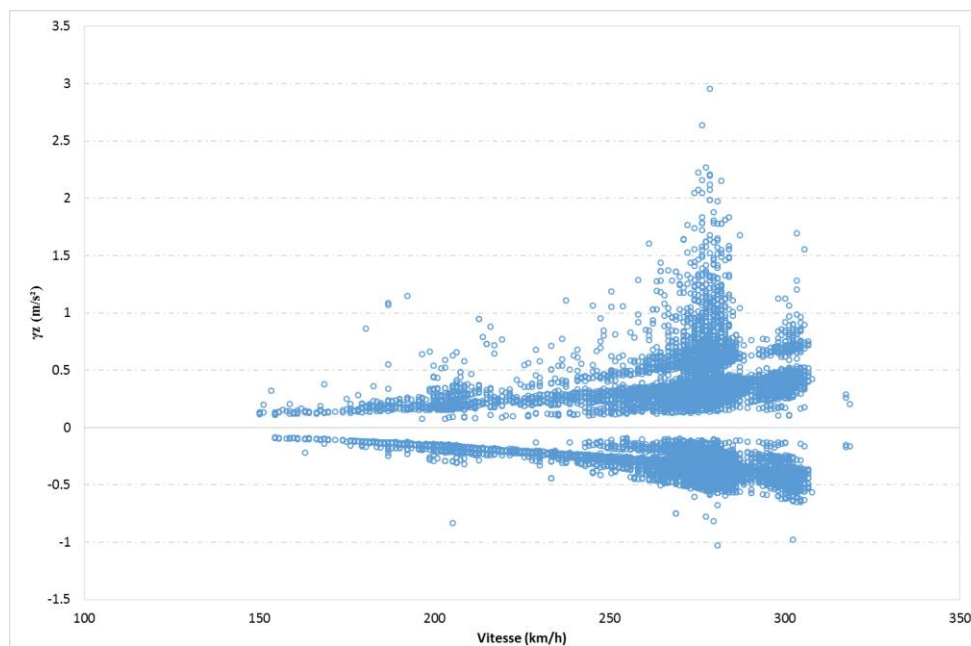
Graphique 28 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A3 placé sous l'axe du rail, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction du type de train



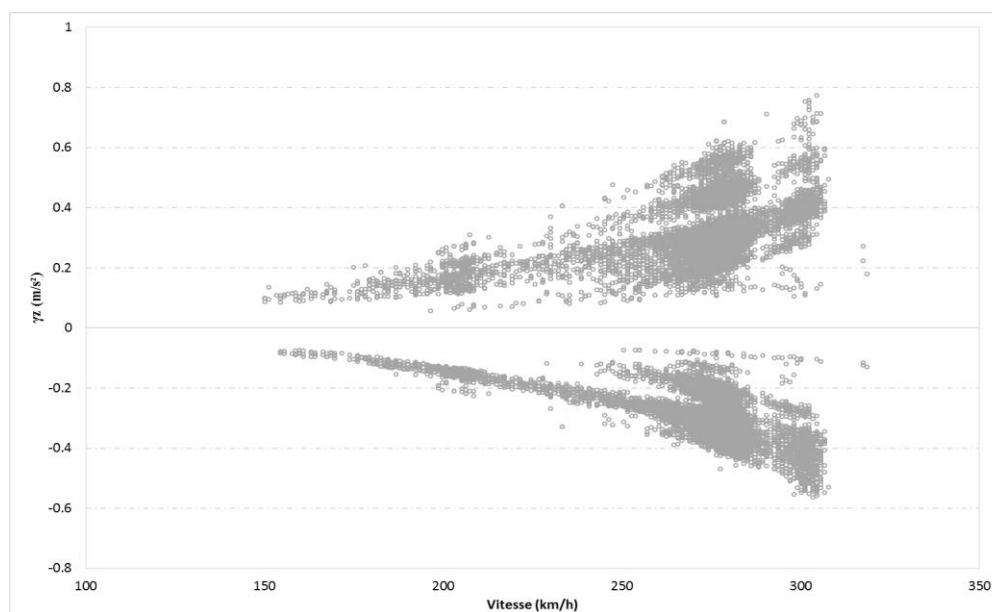
Graphique 29 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A4 placé entre les deux rails, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction du type de train



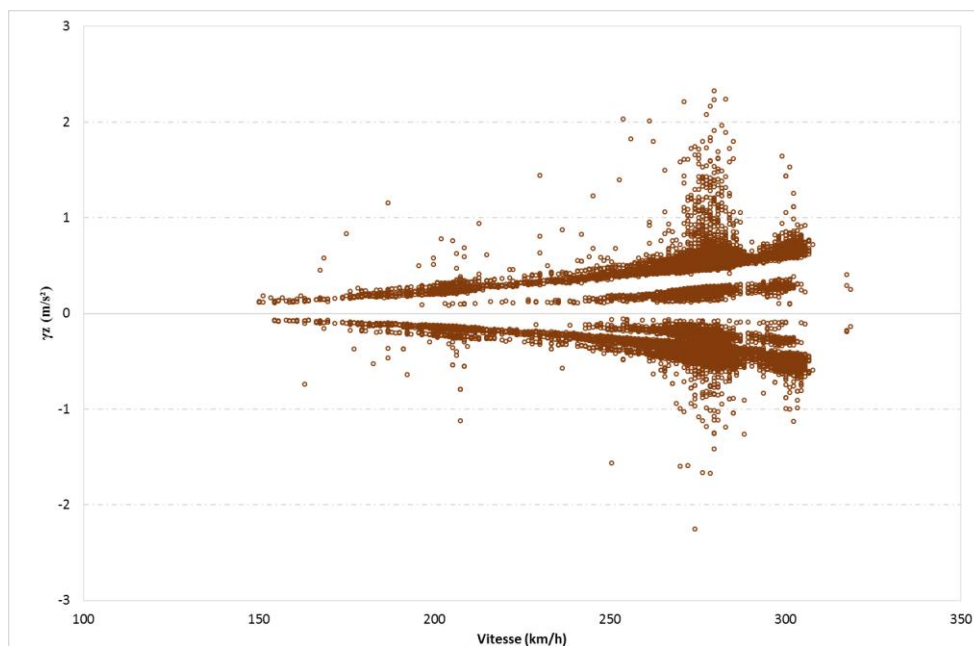
Graphique 30 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A5 placé sous l'axe du rail, sur la section bitumineuse 4, pendant la phase d'exploitation commerciale, en fonction du type de train



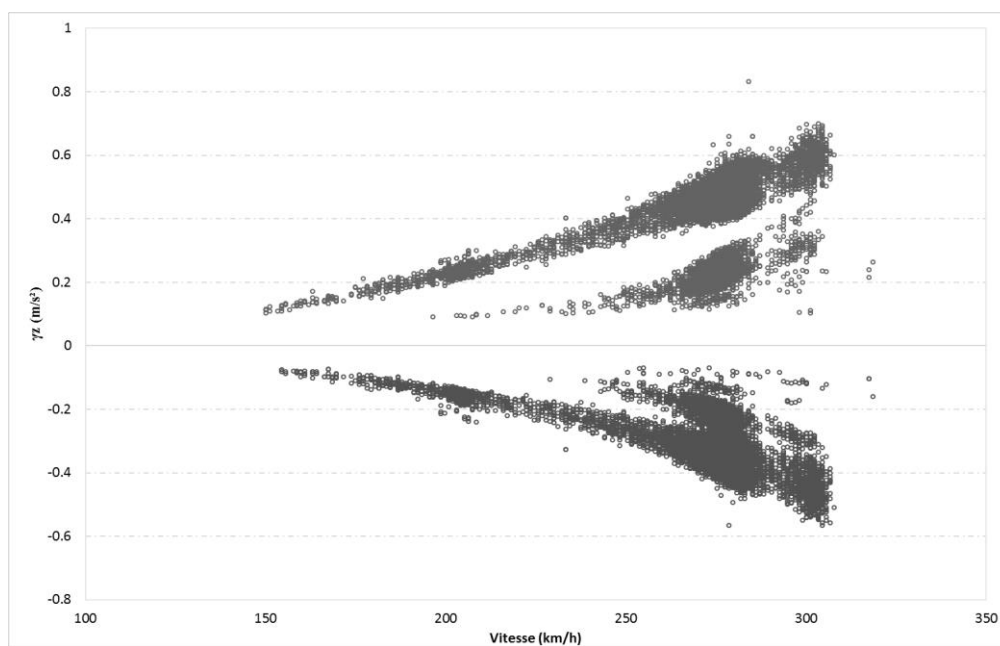
Graphique 31 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A1, situé sous l'axe du rail, sur la section bitumineuse, en fonction de la vitesse de passage des trains.



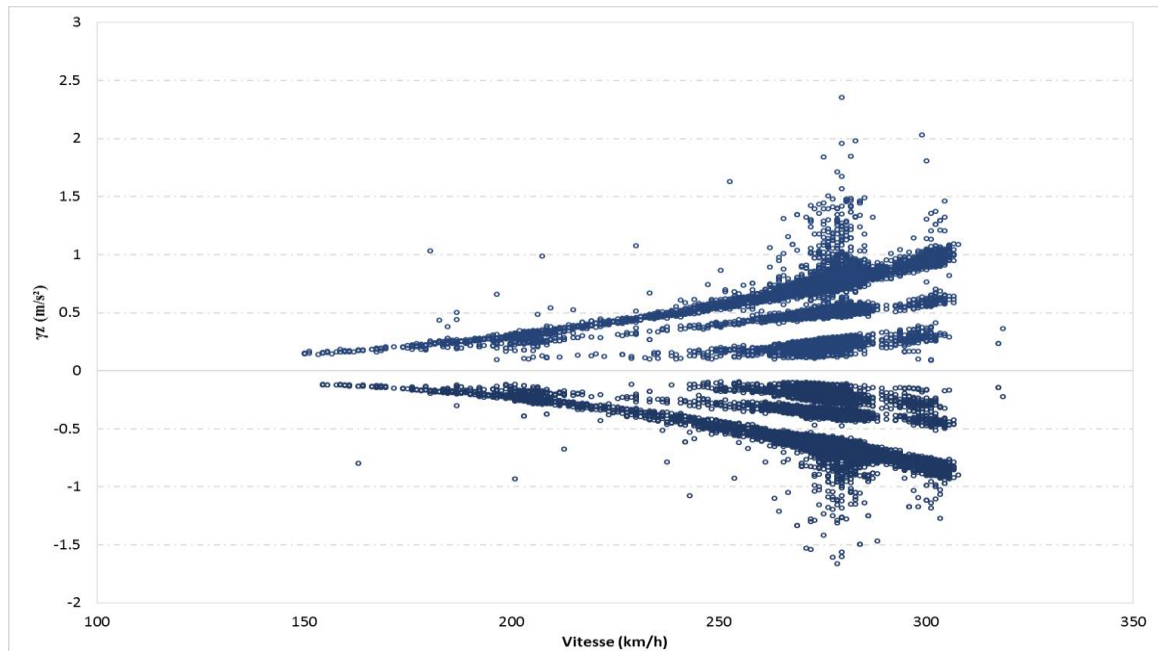
Graphique 32 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A2, situé entre les deux rails, sur la section bitumineuse, en fonction de la vitesse de passage des trains.



Graphique 33 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A3, situé sous l'axe du rail, sur la section bitumineuse, en fonction de la vitesse de passage des trains.



Graphique 34 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A4, situé entre les deux rails, sur la section bitumineuse, en fonction de la vitesse de passage des trains.



Graphique 35 - Accélérations verticales maximales et minimales mesurées par l'accéléromètre A5, situé sous l'axe du rail, sur la section bitumineuse, en fonction de la vitesse de passage des trains.

C. Sollicitations produites par les trains de travaux

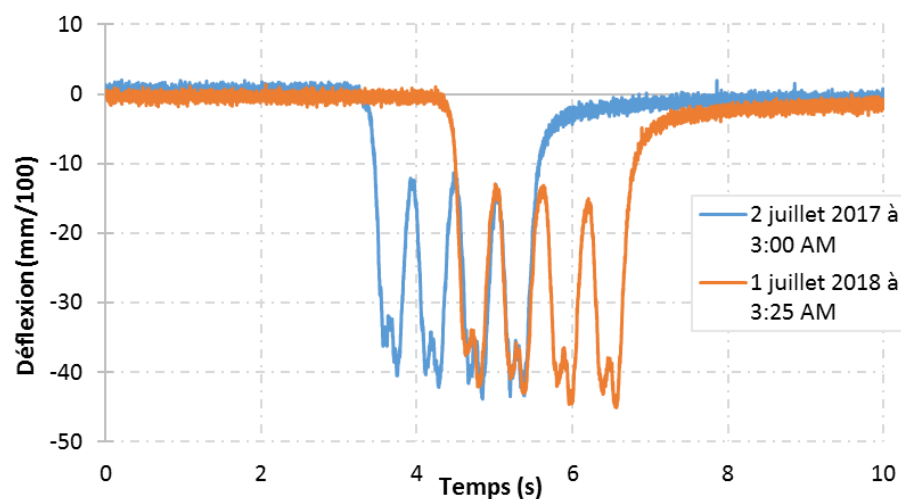
Les trains de travaux de la SNCF circulent régulièrement sur les sections de la LGV BPL, dans le but d'effectuer des travaux d'entretien et de maintenance de la voie. Les capteurs qui instrumentent les différentes structures enregistrent également les sollicitations produites par ces engins. Les mesures obtenues ont également été traitées, séparément des mesures sous passage des TGV. L'analyse de ces données a montré que le passage de ces machines engendre des valeurs de déflexion plus élevées que celles produites par les TGV. On propose de présenter dans ce qui suit quelques signaux de mesures des trains de travaux sur les sections 1, 2 et 4.

Le Graphique 36 montre des signaux de déflexion pour un train de travaux à 4 bogies pour des passages en juillet 2017 et en juillet 2018 sur la section 2 avec sous couche granulaire. Pour les deux passages séparés d'un an, on trouve des niveaux de déflexion aux alentours de $46 \text{ mm}/100$.

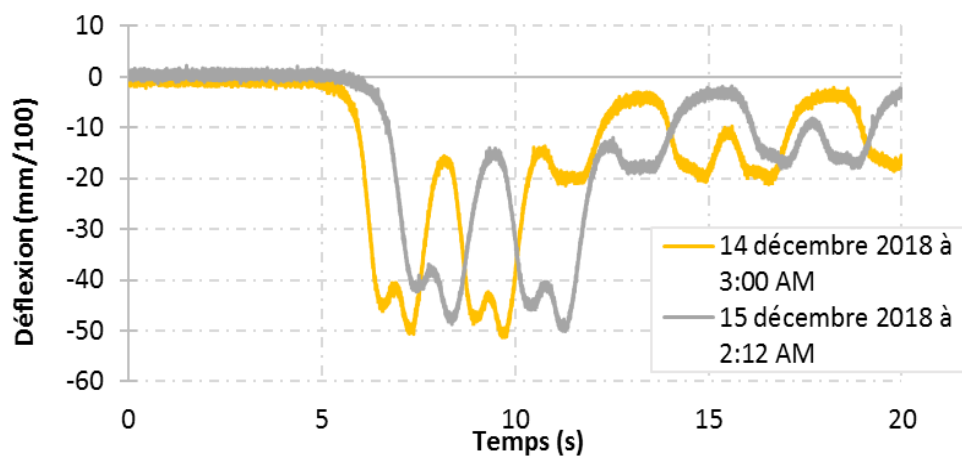
D'autres types de trains ont été détectés. Le Graphique 37 illustre deux signaux d'un engin à 2 bogies qui est passé sur la section avec sous couche granulaire en décembre 2018 et qui a engendré des déflexions maximales dépassant $50 \text{ mm}/100$.

Le Graphique 38 montre des signaux de déflexion de deux trains de maintenance différents, qui sont passés sur la section 4 avec sous couche bitumineuse pendant le mois de juillet 2018. Ces passages ont produit des valeurs de déflexion atteignant $47 \text{ mm}/100$.

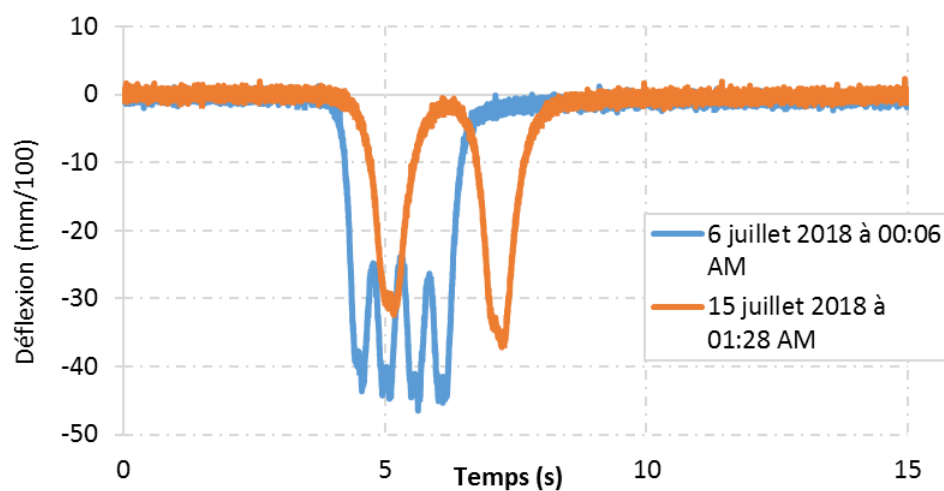
Concernant la section 1 avec sous couche bitumineuse, les valeurs de déflexion maximales enregistrées sous le passage de trains de travaux dépassent $70 \text{ mm}/100$, comme le montre le Graphique 39.



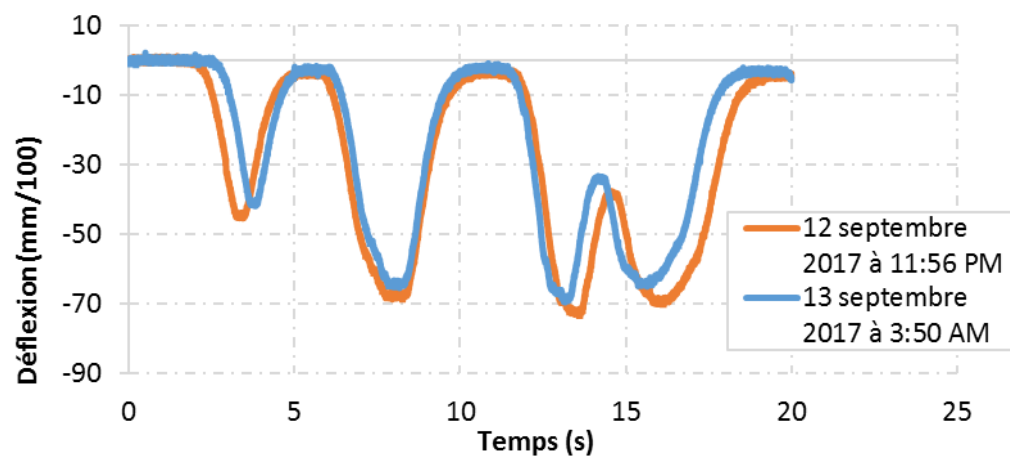
Graphique 36 - Profils temporels de déflexion de 2 trains de travaux passant sur la section 2 avec sous couche granulaire en juillet 2017 et 2018



Graphique 37 - Profils temporels de déflexion de 2 trains de travaux passant sur la section 2 avec sous couche granulaire en décembre 2018



Graphique 38 - Profils temporels de déflexion de 2 trains de travaux passant sur la section 4 avec sous couche bitumineuse en juillet 2018



Graphique 39 - Profils temporels de déflexion de 2 trains de travaux passant sur la section 1 avec sous couche bitumineuse en septembre 2017

Titre : Analyse et modélisation du comportement mécanique de structures de voies ferrées avec sous-couche bitumineuse.

Mots clés : voie ferrée ballastée, sous-couche bitumineuse, instrumentation, sous-couche granulaire, système d'acquisition

Résumé : Pour améliorer la durabilité des voies ferrées, il a été introduit sur la LGV BPL (Bretagne-Pays de Loire), une couche bitumineuse sous ballast, destinée entre autre à diminuer l'amplitude des accélérations produites par le passage des TGV, ce qui est une cause majeure du tassement de ballast. Afin d'étudier les réponses dynamiques des différentes structures, trois sections avec sous couche bitumineuse, et une section avec sous-couche granulaire de la voie BPL ont fait l'objet d'une instrumentation, avec suivi à distance des mesures. L'objectif de ce travail de thèse est d'analyser et de modéliser la réponse des sections instrumentées, et de comparer leur comportement durant la phase de montée en vitesse puis durant la phase d'exploitation commerciale. Les résultats ont indiqué un bon

comportement des sections bitumineuses. La comparaison des accélérations obtenues sur les différentes sections a confirmé l'effet positif de la couche bitumineuse sur la stabilité de la voie. Sur la base des mesures de la phase de montée en vitesse, des modélisations de la réponse mécanique des sections de la LGV BPL à l'aide du logiciel ViscoRail ont confirmé la fiabilité du logiciel à reproduire le comportement mécanique des structures.

Les mesures de température, de teneur en eau, et de tassements verticaux ont également confirmé le bon comportement saisonnier des structures bitumineuses. Enfin, une extension de ViscoRail est mise en place, pour comparer l'effet de différents types de semelles sous rail, linéaire et non linéaire, sur la réponse de la voie.

Title: Analysis and modeling of the mechanical behavior of railway structures with bituminous underlayment.

Keywords : ballasted railways, asphalt concrete, monitoring, granular underlayment, acquisition system

Abstract : To improve railways durability, it has been introduced on the HSL BPL (Bretagne-Pays de Loire), a bituminous layer under ballast, intended among other things to reduce the amplitude of the accelerations produced by high-speed trains circulations, which is a major cause of ballast settlement. In order to study the dynamic responses of the different structures, three sections with bituminous underlayment, and a section with a granular sub-layer of BPL track were instrumented. Measurements are monitored remotely. The objective of this thesis is to analyze and model the response of the instrumented sections, and to compare their behavior during the speed up phase and during the commercial service phase. The results indicated good behavior of bituminous sections.

The comparison of the accelerations obtained on different sections confirmed the positive effect of the asphalt concrete layer on the stability of the track. Based on the speed up phase measurements, modeling the mechanical response of the various HSL sections using ViscoRail has confirmed the software's reliability to reproduce the mechanical behavior of railway structures.

Temperature measurements, water content and vertical settlements have also confirmed the good seasonal behavior of bituminous structures. Finally, an extension of ViscoRail is put in place, to compare the influence of different types of rail pads, linear and nonlinear, on the response of the track.