



Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité

Juan Carlos Quezada

► To cite this version:

Juan Carlos Quezada. Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité. Géotechnique. Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc, 2012. Français. NNT : . tel-01067945

HAL Id: tel-01067945

<https://theses.hal.science/tel-01067945>

Submitted on 24 Sep 2014

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

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

UNIVERSITE MONTPELLIER 2

— Sciences et Techniques du Languedoc —

THESE

pour obtenir le grade de
DOCTEUR DE L'UNIVERSITE MONTPELLIER 2

Spécialité : Mécanique et Génie Civil.
Formation doctorale : Mécanique des matériaux et des milieux complexes,
des structures et des systèmes.
Ecole doctorale : Informations, Structures, Systèmes.

Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité

par

Juan Carlos QUEZADA

Soutenue publiquement le 3/12/2012 devant le jury composé de :

Stéphane Roux	Directeur de Recherche CNRS (ENS, Cachan)	Président
Renaud Delannay	Professeur (IPR, Rennes)	Rapporteur
Ali Daouadji	Maître de Conférences - HDR (LEM3, Metz)	Rapporteur
Alfredo Taboada	Maître de Conférences (GM, Montpellier)	Examineur
Gaël Combe	Maître de Conférences - HDR(L3SR, Grenoble)	Examineur
Farhang Radjaï	Directeur de Recherche CNRS (LMGC, Montpellier)	Directeur de thèse
Pierre Breul	Professeur (Institut Pascal, Clermont-Ferrand)	Co-directeur de thèse
Gilles Saussine	Chargé de Recherche (I&R, SNCF Paris)	Co-directeur de thèse
Rodolphe Potvin	Chef de la Section IG.EV.T4 (IG, SNCF Paris)	Invité

Remerciements

C'est la fin d'une histoire qui a commencé en février 2009 lors que j'arrivais à Paris pour faire mon stage de Master 2R à la Direction de l'Innovation et de la Recherche à la SNCF. Je remercie tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à ce travail de thèse.

Tout d'abord, je voudrais remercier les membres du jury de ma soutenance de thèse : à Stéphane Roux pour m'avoir fait l'honneur de présider ce jury, Alfredo Taboada, Gaël Combe, Rodolphe Potvin, ainsi que Renaud Delannay et Ali Daouadji qui ont accepté la lourde tâche d'être rapporteurs, merci de vos précisions et remarques. Merci à tous de m'avoir fait l'honneur d'accepter de faire partie de ce jury de soutenance.

Je voudrais remercier mes encadrants, dont je suis très reconnaissant de leur confiance sans faille tout au long de ces trois années. Nul ne doute que sans eux ce travail n'aurait jamais atteint cette qualité scientifique et technique. Je tiens à remercier mon directeur de thèse Farhang Radjaï, pour sa gentillesse, pour ses conseils et pour son enseignement si précieux qui ont fait mûrir énormément ma connaissance scientifique. Je voudrais remercier mon co-directeur de thèse Pierre Breul, pour sa disponibilité, ses conseils, son aide et pour m'avoir donné l'opportunité de venir à Paris pour réaliser mon stage de M2R et ensuite pouvoir continuer avec ce travail de thèse. Enfin, je tiens à remercier Gilles Saussine qui m'a encadré tout au long de ce travail au sein de son équipe. Son aide tant au niveau professionnel qu'au niveau personnel, sa patience et ses critiques rigoureuses m'ont apporté le soutien que j'avais besoin pour pouvoir achever ce travail de thèse. Merci d'avoir su me soutenir quand j'en avais besoin.

J'adresse mes remerciements aux membres de la Direction de l'Innovation et de la Recherche de la SNCF, en particulier au département PFC, merci pour les moments vécus et pour l'ambiance de travail vraiment agréable. J'adresse mes remerciements aux membres de l'équipe Mécanique des Sols et de l'Infrastructure de PFC. Je tiens à remercier Sofia et Charles pour ces conseils et ses encouragements à la fin de ma thèse, à Robert qui m'a beaucoup aidé au début de ma thèse et à Olivier pour ces conseils. Merci aux anciens et nouveaux doctorants, Andrea, Phuong, Florent, Pierre Émile, Vinicius, Guillaume, Benoît, Lounès, Clément, Nicolas, merci pour votre amitié, pour vos discussions toujours intéressantes, les bons

moments partagés et vos soutiens au long de ma thèse. Merci à Baldrik pour toutes les discussions autour d'un café sur la Zik, les concerts et les soirées parisiennes.

Un grand merci aux collègues du LMGC, aux doctorants de l'équipe PMMG, merci les gars, j'étais toujours le bienvenue quand je passais à Montpellier. Je voudrais remercier aussi Émilien pour ses conseils et pour les moments partagés.

Je remercie aussi ma famille qui, malgré la distance, a su me soutenir et m'encourager pendant ces dernières années. Gracias mamá, gracias Yeya, gracias Tano.

Mes remerciements vont enfin à Laëtitia, qui a eu la tâche très lourde de me supporter au long de ces trois années. Elle a été toujours là pour m'encourager dans les moments difficiles et partager avec moi les moments plus heureux. Merci beaucoup chérie.

Table des matières

Remerciements	3
Introduction générale	9
1 Contexte applicatif et scientifique	13
1.1 Introduction	14
1.2 La voie ferrée ballastée	14
1.2.1 La voie	14
1.2.2 Composants de la voie et sollicitations	15
1.2.3 Les sollicitations	19
1.2.4 Pathologies et défauts de la voie	20
1.3 Étude du tassement du ballast	24
1.3.1 Approches expérimentales	24
1.3.2 Synthèse des modèles de tassement du ballast	28
1.3.3 Approches numériques	29
1.3.4 Variabilité de la déformation du ballast : tassement différentiel	33
1.4 Le ballast : un matériau granulaire	34
1.4.1 Introduction	34
1.4.2 États granulaires	34
1.4.3 Interaction des particules : contacts	35

1.4.4	Texture granulaire	38
1.4.5	Relation contrainte-texture	40
1.4.6	Rhéologie des milieux granulaires	41
1.4.7	Matériaux granulaires vibrés	43
1.5	Problématique et démarche proposée	45
1.5.1	Problématique industrielle	45
1.5.2	Démarche proposée	45
1.6	Conclusion	46
2	Identification expérimentale d'une loi de tassement	49
2.1	Introduction	50
2.2	Démarche expérimentale : proposition d'un plan d'expérience	50
2.3	Essais de tassement	51
2.3.1	Mise au point du dispositif expérimental	52
2.3.2	Protocole de préparation	55
2.4	Résultats expérimentaux	56
2.5	Caractérisation de l'état initial	59
2.6	Proposition d'une loi de tassement	62
2.6.1	Modèles de tassement existants	62
2.6.2	Signification physique et mesure des paramètres	64
2.7	Variabilité de tassement	68
2.8	Conclusion	69
3	Stabilité, déformation et variabilité du ballast	71
3.1	Introduction	72
3.2	Procédures numériques	73
3.2.1	Méthodes par éléments discrets	73
3.2.2	Équation du mouvement d'un corps en présence de contacts	74
3.2.3	Détection géométrique du contact	75
3.2.4	Lois d'interaction	76
3.2.5	Schémas d'intégration et stratégie de résolution	76
3.2.6	Critère de qualité de calcul	77

3.2.7	Préparation des échantillons	78
3.3	Déformations transitoires	80
3.3.1	Évolution temporelle de la déformation verticale	80
3.3.2	Effet de l’histoire de chargement	82
3.3.3	Influence du rapport d’aspect	83
3.4	Déformation totale et sa variabilité	87
3.4.1	Étude paramétrique de la déformation verticale totale	87
3.4.2	Fluctuations de la réponse moyenne	90
3.5	Variables de texture	92
3.6	Conclusions	94
4	Essai pénétrométrique dans un matériau granulaire grossier	97
4.1	Introduction	98
4.2	Procédures numériques	98
4.2.1	Préparation de l’échantillon	98
4.2.2	Modélisation de l’essai pénétrométrique	99
4.2.3	La résistance de pointe	100
4.3	Comparaison avec les expériences	101
4.4	Résistance à l’enfoncement	102
4.5	Analyse locale de l’essai de pénétration	106
4.5.1	Essai quasi-statique	106
4.5.2	Essai dynamique	107
4.6	Pertinence de l’essai pénétrométrique dans le ballast	110
4.7	Convergence et répétabilité de l’essai pénétrométrique	111
4.7.1	Convergence de la mesure : intervalle de confiance	111
4.7.2	Distribution des résistances de pointes dans l’échantillon	112
4.7.3	Longueur de corrélation des résistances de pointe	114
4.8	Conclusion	114
5	Rhéologie d’un matériau granulaire sous chargement cyclique	117
5.1	Introduction	118
5.2	Rhéologie quasi-statique d’un matériau granulaire grossier	118

5.2.1	Démarche numérique	119
5.2.2	Réponse macro-mécanique	120
5.2.3	Variables de texture	122
5.2.4	Distribution des forces	124
5.2.5	Comparaison avec un cisaillement monotone	125
5.3	Réponse d'un matériau granulaire soumis à des chargements cycliques	127
5.3.1	Confrontation de l'essai expérimental et simulation numérique	128
5.3.2	Relation contrainte-déformation	129
5.3.3	Variables de texture	131
5.4	Conclusion	133
6	Validation du modèle de tassement et application sur voie	137
6.1	Introduction	138
6.2	Application du protocole de prédiction	138
6.2.1	Le site	138
6.2.2	Utilisation du protocole de prédiction	139
6.2.3	Résultats	139
6.3	Étude de la variabilité spatiale de la mesure Panda	141
6.3.1	Campagne de sondages : le site de Lens	141
6.3.2	Longueur de corrélation des mesures Panda sur la voie	142
6.3.3	Variabilité spatiale de la mesure	143
6.4	Conclusions	144
	Conclusion générale	145
	Bibliographie	149

Introduction générale

Sur le réseau ferré français, l'augmentation de la vitesse commerciale sur les nouvelles Lignes à Grande Vitesse (LGV) accélère la dégradation de l'infrastructure et de ses constituants. Pour la SNCF, la première préoccupation est de conserver une bonne qualité de la voie afin d'assurer le confort et la sécurité des circulations. L'apparition de défauts de voie entraîne des opérations de maintenance qui consistent en la réfection d'une partie de la structure ferroviaire. Le coût des opérations de maintenance étant important, une meilleure compréhension du comportement de la voie est un des enjeux prépondérants à l'heure actuelle. La dégradation de cette infrastructure est évaluée en termes de la modification de la géométrie de la voie, dont l'origine est imputable en partie au tassement du ballast qui la compose. Toutefois, la prédiction de l'apparition de défauts, le potentiel de dégradation, nécessite l'évaluation *in situ* et rapide des paramètres physiques mesurables en voie par des moyens existants.



FIGURE 1 – *Image de la voie ballastée*

Dans le domaine ferroviaire, les matériaux granulaires constituent un ingrédient essentiel de l'infrastructure. L'un de ces matériaux est le ballast, qui permet d'assurer la stabilité des voies et facilite les opérations de maintenance. Le tassement du ballast est influencé principalement par l'état de densité initial et les sollicitations appliquées lors du passage d'un train. Ce phénomène a été étudié depuis de nombreuses années mais les mécanismes à l'origine

du tassement ne sont pas encore bien maîtrisés. La connaissance précise des paramètres intrinsèques influant sur la tenue du nivellement permettrait de comprendre les mécanismes de dégradation et par conséquent d'envisager des pistes d'optimisation des pratiques de maintenance ou d'amélioration de la mise en œuvre lors de la réalisation de nouveaux projets.

Le ballast est soumis à différents types de chargement induits par le trafic des trains. Ces chargements vont induire des déformations permanentes dues aux déformations verticales et latérales. Dans les matériaux granulaires, différents mécanismes à l'échelle des particules jouent sur la réponse rhéologique sous chargement quasi-statique ou cyclique. La stabilité et le tassement de ces matériaux, dans des conditions de chargement variables, ne peuvent pas être prédits d'une manière précise à partir des modèles classiques élasto-plastique de comportement des matériaux basés sur l'assimilation de ces milieux à un milieu continu. La nature granulaire du ballast, qui se traduit par le rôle des paramètres microstructuraux, la forme des particules et le faible nombre de grains qui constituent la couche de ballast (environ une dizaine de diamètres de particules), n'est pas prise en compte par les modèles classiques. Cependant l'utilisation de la simulation numérique par la méthode des éléments discrets permet aujourd'hui d'élucider à l'échelle des grains, les mécanismes qui interviennent dans le phénomène du tassement en prenant en compte ces particularités.

L'objectif de ce travail de thèse est d'obtenir des indicateurs mécaniques mesurables *in situ* du potentiel de dégradation de la voie ferrée. L'outil de mesure choisi est le pénétromètre dynamique léger Panda, qui est actuellement utilisé sur voie pour la caractérisation de la voie ballastée. Cet appareil nous fournit une mesure de l'état mécanique de la voie. Nous voudrions établir un lien clair entre le tassement du ballast et sa variabilité, étudiés par expérimentations en laboratoire et sur le terrain ainsi que par simulations numériques, et des mesures pénétrométriques. Nos analyses par ces deux approches nous ont permis de mieux comprendre les origines physiques du tassement de ballast et de proposer un modèle pour l'évaluation du tassement avec des paramètres d'état mesurables.

Ce travail de thèse est divisé en six chapitres. Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique, où nous présenterons la structure de la voie ferrée ballastée et ses problématiques actuelles, des généralités sur les matériaux granulaires qui composent la voie, ainsi que différentes études réalisées sur le tassement du ballast. Le chapitre 2 présente l'ensemble de travaux développés lors de notre campagne expérimentale sur un banc d'essais à échelle réelle dans le Centre d'Essais et d'Expertise (CEV) de la SNCF. Dans ce chapitre, on décrit le plan d'expérience adopté pour notre étude paramétrique et les résultats expérimentaux obtenus en fonction de différents paramètres analysés. Finalement, on présente le modèle d'ajustement de l'évolution du tassement obtenu à partir de ces essais, qui est basé sur une loi de relaxation logarithmique. Un protocole pour l'application de ce modèle sur voie est exposé à la fin de ce chapitre. Dans le chapitre 3, nous introduisons la méthode des éléments discrets, par l'approche Dynamique de Contacts, en vue d'étudier les mécanismes à l'origine de la stabilité, déformation et variabilité du tassement dans un matériau granulaire grossier, sur l'action d'une force verticale constante (fluage). Grâce aux simulations, nous développons une étude sur l'influence des paramètres tels que les rapports de contraintes et d'aspect sur la réponse en termes de déformations transitoires suivies par notre échantillon numérique. Le chapitre 4 présente une étude qui vise à clarifier la pertinence de l'utilisation du pénétromètre Panda dans un matériau granulaire grossier. Une étude paramétrique sur l'influence de la vitesse d'enfoncement et de l'énergie fournie lors du battage, sur l'estimation de la résistance

de pointe est présentée dans ce chapitre. La pertinence de la mesure pénétrométrique est étudiée à partir de la caractérisation de la zone d'influence de l'essai à l'intérieur du matériau granulaire. On termine avec l'évaluation de la convergence et de la variabilité spatiale de la mesure dans notre échantillon numérique. Le chapitre 5 est consacré à l'étude des paramètres rhéologiques et micro-mécaniques à l'origine du tassement d'un matériau granulaire grossier et pour valider la méthode développée vis-à-vis des résultats expérimentaux obtenus lors de notre campagne d'essais en laboratoire. On décrit le comportement rhéologique d'une couche de ballast sous chargement de types quasi-statique et cyclique, sur un échantillon de ballast simulé numériquement avec une configuration de type triaxiale. Finalement, le chapitre 6 présente l'ensemble des travaux réalisés sur site, qui concernent l'implémentation du modèle d'estimation du tassement et de sa validation vis-à-vis de mesures de tassement réalisées sur la voie. On réalise également une étude sur la variabilité spatiale des mesures pénétrométriques Panda sur terrain. Le mémoire se termine par une conclusion générale et les perspectives de ces travaux de thèse.

CHAPITRE 1

Contexte applicatif et scientifique

1.1 Introduction

Dans ce premier chapitre, nous développons une synthèse bibliographique dans le but de préciser le cadre de nos études autour du phénomène du tassement dans la couche granulaire de ballast d'une voie ferrée et les mécanismes physiques qui interviennent dans ce processus.

Tout d'abord, nous commencerons par une description de la voie ferrée ballastée en termes de ses composants, caractéristiques et particularités. Cela va nous permettre de mesurer le contexte industriel et technique auquel la voie ferrée ballastée est liée. Nous présenterons les caractéristiques du matériau ballast qui constitue la voie et les opérations de maintenance pour la correction des défauts générés sur ce matériau.

Ensuite, nous allons présenter les différents travaux, aussi bien expérimentaux que numériques, développés sur le tassement du ballast, afin de mieux comprendre son comportement, en termes de déformation et stabilité, pour identifier les paramètres les plus pertinents qui interviennent dans ce phénomène.

Sachant que le ballast est un matériau granulaire, nous allons aborder les principaux concepts et thématiques traitées par la physique et mécanique des milieux granulaires. Ceci nous permettra de profiter des outils et des concepts développés dans ce domaine, pour les utiliser dans l'étude du comportement du ballast ferroviaire.

Nous allons conclure par la démarche scientifique mise en œuvre dans cette thèse pour étudier le tassement du ballast ferroviaire et sa variabilité.

1.2 La voie ferrée ballastée

1.2.1 La voie

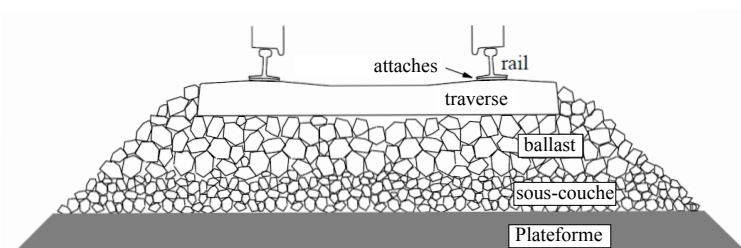
La voie ferrée est une structure composée de différents constituants qui permet la circulation des trains et supporte les différents types de sollicitations transversales, longitudinales et verticales [1.1](#). Les efforts transversaux et verticaux entraînent des déformations irréversibles (tassement vertical et étalement horizontal) de la voie [[7](#), [121](#), [118](#)]. Les efforts longitudinaux (accélération et freinage) restent moins importants. Les lignes à grande vitesse sont généralement constituées de deux voies juxtaposées permettant une vitesse commerciale de 300 km/h, et sont dites banalisées car les circulations peuvent s'effectuer indifféremment dans les deux sens.

Les caractéristiques de la voie sont fixées par des règles normalisées définissant des exigences géométriques et mécaniques pour assurer au mieux la qualité homogène de la voie. La voie à grande vitesse a un écartement standard de 1.435 m entre les deux files de rails. La plateforme est la structure d'assise sur laquelle la voie repose. Elle fait 14 m de large avec une emprise de 50 m environ. La plateforme est constituée de sol rapporté dans le cas d'un remblai ou de sol en place dans le cas d'un déblai. Sa qualité dépend de la nature géotechnique du sol et des conditions géologiques et hydrologiques locales.

FIGURE 1.1 – *La voie ballastée.*

1.2.2 Composants de la voie et sollicitations

Les constituants de la voie ballastée peuvent être classifiés en deux groupes principaux : l'armement composé des rails, des semelles absorbantes, des attaches et des traverses, et les structures d'assises constituées du ballast et des sous-couches sur lesquelles il repose. L'armement assure entre autres la fonction de transmission des efforts aux structures d'assises [7, 118]. L'épaisseur de ballast sur LGV est en général compris entre 30 et 40 cm sous les traverses.

FIGURE 1.2 – *Composantes de la voie.*

Les rails

Les rails sont les constituants longitudinaux en acier en contact avec les roues des véhicules. Leur fonction est de guider le train et d'assurer la transmission des charges ponctuelles aux traverses. Ceux-ci doivent avoir la raideur nécessaire pour distribuer les sollicitations provenant des roues sur les traverses en limitant la déflexion [64]. Les rails sont soumis à différents types de sollicitations comme des charges statiques et dynamiques différentes d'un véhicule à l'autre. Des chocs se produisent au franchissement des joints ou de défauts géométriques de la surface de roulement, des efforts longitudinaux s'exercent lors d'accéléérations ou de freinages, ou en présence de défauts géométriques de la roue.

Les nouvelles lignes et les lignes à fort trafic sont constituées par un profil de rail de type UIC 60 avec une longueur de 36 m ou 72 m, en acier laminé de masse linéique 60 kg/m,

soudées pour obtenir des Longs Rails Soudés (L.R.S.) de longueur quelconque.

Les attaches rails-traverse

Les attaches rail-traverse assurent la fixation du rail sur la traverse et résistent aux mouvements verticaux, latéraux et longitudinaux du rail [7, 121, 118]. Il existe plusieurs types et techniques d'attache, selon le type de traverses. L'attache la plus fréquente est l'attache élastique. La semelle, généralement en élastomère (9 mm d'épaisseur), a une capacité d'amortissement importante qui peut réduire considérablement les charges exercées sur les traverses notamment pour les hautes fréquences.



FIGURE 1.3 – Attache type nabla.

Les traverses

Les traverses transmettent les efforts à la structure d'assise [7, 121]. Elles permettent aussi de maintenir l'écartement des deux files de rail et de garder l'inclinaison du rail, laquelle est de l'ordre de $1/20$. Les traverses modernes peuvent être de type bi-bloc (constituées de deux parties en béton) ou monobloc, soit d'une seule partie. Le rôle de maintien de l'écartement est assuré par une entretoise en acier en forme de U. Les traverses actuelles (type VAX U41) mesurent 2.415 m de long et pèsent 245 kg. La distance (entraxe) entre deux traverses consécutives est généralement de 0.6 m.

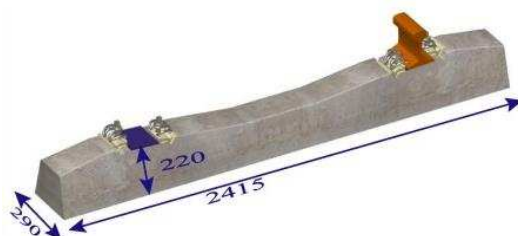


FIGURE 1.4 – Détail d'une traverse monobloc M450.

Ballast

Le ballast est un matériau granulaire placé dans la partie supérieure des structures d'assises et entre les traverses. Ce granulat provient du concassage de roches extraites dans des carrières de pierres dures (granit, diorite, rhyolite, quartzite, grès).



FIGURE 1.5 – *Des grains de ballast.*

La couche de ballast joue un rôle très important dans le système de la voie ballastée. Il a différentes fonctions, que nous pouvons énumérer de la manière suivante [7, 121] :

- Permettre l'ancrage longitudinal et latéral de la voie.
- Amortir une part des vibrations mécaniques et acoustiques induites par les circulations.
- Transmettre jusqu'à la plateforme les charges concentrées appliquées sur les traverses, avec des niveaux d'effort acceptables pour la sous-couche, en limitant le tassement permanent de la voie.
- Faciliter les opérations de maintenance et de mise en place de la voie.
- Assurer le drainage immédiat des eaux pluviales dans la voie.

La performance du ballast, pour arriver à répondre à ces fonctions dépend des caractéristiques des particules et notamment de leur granulométrie, forme (angularité), dureté et état de surface (texture, propreté). Ce matériau doit remplir les critères définis dans la norme européenne « NF EN 13450 » (Août 2003) [3]. Les critères de qualité du ballast portent sur la granulométrie, la dureté, la forme et la propreté [7, 121, 11] :

Granulométrie : Le ballast est un matériau granulaire de diamètre variant de 25 à 50 mm. Les fuseaux de spécification et de refus du ballast employé sur les lignes ferroviaires françaises actuelles sont représentés sur la figure 1.6. Les deux fuseaux représentent respectivement la spécification du ballast préconisée par la norme et les valeurs limites au-delà desquelles le ballast est refusé [3]. Le deuxième fuseau est établi suite à des contrôles de conformité à la norme [7, 118].

Dureté : La dureté du matériau ballast est exprimée grâce au coefficient de dureté globale (DRG). Deux essais sont développés pour obtenir ce coefficient :

- essai Deval [1], effectué à l'état humide, qui caractérise la résistance à l'attrition,
- essai Los Angeles [2], qui caractérise la fragilité aux chocs (ténacité).

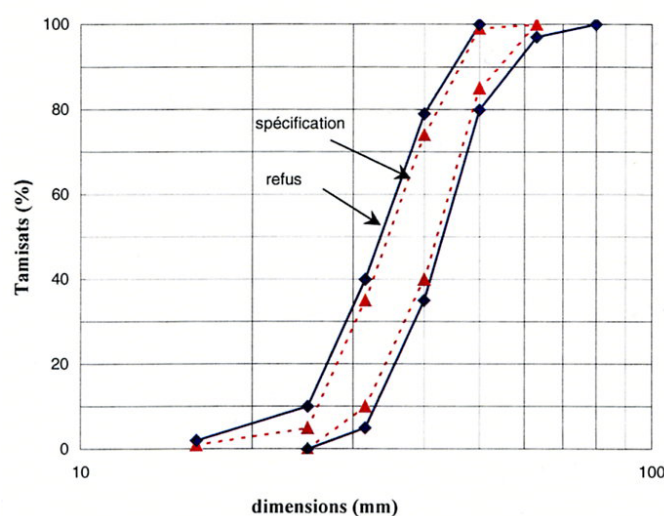


FIGURE 1.6 – Granulométrie du ballast utilisé par la S.N.C.F. (NF EN 13450, Août 2003).

Forme : Les grains de ballast sont de forme polyédrique avec des arêtes vives. La présence de grains allongés nuit à la stabilité de la couche compactée du fait de la possibilité d'attrition de ses particules. Des particules comme les aiguilles et les éléments plats ne doivent pas dépasser 92 mm. Le pourcentage en masse d'aiguilles ne doit pas excéder 7%. Les éléments plats sont caractérisés par un coefficient d'aplatissement global qui représente le pourcentage total en masse de passant à l'ensemble des grilles et ne doit pas dépasser 12%. L'homogénéité du ballast est définie par la proportion d'éléments friables ou altérés qui ne doit pas dépasser 3%.

Propreté : Les grains de ballast doivent être expurgés du sable, de la terre, des poussières, des débris et des fines pouvant influencer la rugosité et le frottement entre grains qui sont à l'origine de la résistance macroscopique. La masse relative des éléments passant au tamis de 1.6 mm doit être inférieure à 0.5%.

Les structures d'assises

La structure d'assise est composée de la sous-couche et de la plateforme (couche de forme), sur laquelle repose la couche de ballast [7, 45, 20, 118]. Ce système multicouche a pour rôle d'assurer le comportement de la voie ferrée du point de vue de la rigidité, de la tenue mécanique et du drainage. Le rôle de la sous-couche est de protéger la partie supérieure de la plateforme contre l'érosion induite par l'action du poinçonnement de la couche de ballast et des eaux zénithales, ainsi que d'assurer une bonne répartition des charges pour obtenir au niveau de la plateforme des charges compatibles au sol.

La sous-couche est constituée de plusieurs couches :

- la couche sous-ballast, constituée de grave propre de tranche granulométrique 0/31.5 et compactée à 100% de l'optimum Proctor modifié (OPM). Elle permet d'améliorer la portance du sol et la répartition des charges transmises ainsi que la protection de la

- plateforme contre l'érosion et le gel,
- la couche de fondation, constituée de grave compactée à 95% de l'optimum Proctor, d'une épaisseur minimale de 15 cm. Elle protège la plateforme contre l'action des engins lors de la construction de la voie et n'est généralement pas nécessaire pour des substrats rocheux ou les sols de bonne qualité.
- la couche anti-contaminante, constituée de sable dont le rôle est de protéger les sous-couches supérieures de la remontée de particules fines de la plateforme. Cette couche est facultative mais peut être doublée d'un tapis géotextile ou géomembrane.

La sous-couche repose sur la plateforme constituée d'une partie supérieure, la couche de forme composée, dans le cas d'un remblai de matériaux, de même nature que le corps du remblai ou d'un sol de meilleure qualité compacté à 95% OPM. La caractéristique essentielle de cet élément est sa capacité de portance. Son élasticité est relativement grande par rapport aux composants de la voie. La qualité de la plate-forme dépend de deux paramètres : la nature géotechnique du sol, les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales [6]. Les classes de qualité de sol sont distinguées par :

- *QS0* : sols « impropres » à la construction de la voie ; une substitution du matériau est faite sur une certaine épaisseur,
- *QS1* : sols « médiocres » mais acceptables (raideur comprise entre 12.5 et 25 MPa),
- *QS2* : sols « moyens » (raideur entre 25 et 80 MPa),
- *QS3* : sols « bons » (raideur au-delà de 80 MPa).

1.2.3 Les sollicitations

Ils existent des forces dans la direction verticale, latérale et longitudinale qui s'appliquent sur la voie. Ces forces sont dues au trafic et aux changements de température.

Efforts verticaux

La force verticale est une combinaison des surcharges statiques et dynamiques. La charge statique est constituée par le poids du train et de l'armement (les rails, le système de fixation et les traverses). Les charges dynamiques dépendent des caractéristiques de la voie, du véhicule, des conditions d'opération et des conditions environnementales [7, 121]. Il est possible de classer les voies en fonction des charges de circulation. Ce classement des voies fait par l'Union Internationale des Chemins de Fer (U.I.C.) se divise en trois catégories :

- catégorie A, 16 tonnes par essieu,
- catégorie B, 18 tonnes par essieu,
- catégorie C, 20 tonnes par essieu,

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 les coûts de maintenance.

Efforts latéraux

Les efforts latéraux s'exercent dans une direction parallèle à l'axe principal des traverses. Ces efforts proviennent des charges latérales apportées par les roues. Ces forces sont provoquées par le contact roue-rail, particulièrement pendant les virages, du fait de la présence de la force centrifuge.

Efforts longitudinaux

Les forces longitudinales sont parallèles aux rails. Ces forces sont produites soit par l'effet d'accélération et de freinage, soit par la dilatation et la contraction thermique des rails.

Les efforts statiques et dynamiques exercés par les véhicules et les imperfections de la voie provoquent des fluctuations lors de la circulation des véhicules. Ces variations ont différentes origines : comme les irrégularités horizontales et verticales de la voie, les discontinuités aux raccordements non soudés, les franchissements d'appareil de voie et les irrégularités de la surface de roulement du rail ou des roues des véhicules. Ces irrégularités agissent sur la dégradation de la voie.



FIGURE 1.7 – Dégradation géométrique de la voie [125].

1.2.4 Pathologies et défauts de la voie

Le passage répété des trains sur la voie ferrée entraîne l'apparition de défauts de voie. Ces défauts sont de nature géométrique et résultent essentiellement de problèmes de nivellement (fig. 1.7). Les défauts de voie dégradent le niveau de confort pour les voyageurs et mettent en jeu la sécurité des circulations s'ils sont trop importants. Ces défauts sont identifiés à l'aide d'une rame spéciale appelée Voiture Mauzin. Depuis l'année 2006, une nouvelle rame nommée IRIS 320 (Inspection Rapide des Installations de Sécurité à 320 km/h) permet de surveiller les lignes classiques et celles à grande vitesse, à une vitesse de circulation commerciale. Grâce à des capteurs montés à bord de cette rame, elle permet de traiter en temps réel des mesures sur la qualité de la géométrie de la voie, sur l'interaction voie/train et sur l'usure des caténaires.

Les types de défauts

Le trafic ferroviaire entraîne différents types de chargements, dû à des différences entre fréquence et tonnages, reçus directement par la couche de ballast [7, 45, 90, 20, 118].

À partir de cette transmission des efforts, se génèrent des défauts dans la géométrie du nivellement de la voie [90].

On distingue des défauts sur le plan vertical et horizontal. Dans le plan vertical, on définit le nivellement longitudinal (NL), qui est fonction du tassement global et du tassement résiduel. En pratique, le NL est défini par l'écart-type sur 200 m de voie du nivellement longitudinal de la plus mauvaise des files de rail, le nivellement longitudinal étant mesuré sur une base de 15 m.

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

1. l'écart de dévers, qui représente l'inclinaison transversale de la voie dans les courbes pour équilibrer les efforts,
2. le gauche ou torsion de la voie, qui représente le décalage vertical entre les deux files de rails.

Les défauts apparaissant dans le plan horizontal sont caractérisés selon deux types : le défaut de dressage qui représente la variation transversale du milieu des rails par rapport à sa position théorique, et le défaut d'écartement des rails entre eux. La mesure et l'analyse de ces défauts conduisent à déterminer l'état de la voie selon des tolérances de sécurité admises et à planifier les opérations d'entretien. En fonction du type de circulation de la ligne, on définit des seuils dont le dépassement peut entraîner des réductions de vitesse ou des opérations de maintenance urgentes.

D'autres types de défauts peuvent apparaître, notamment celui appelé « traverses » ou « plage de danse ». En effet des instabilités locales ou défauts géométriques déjà présents sur la voie peuvent créer des vides entre la couche de ballast et la traverse, le blochet ou les deux. Au passage des véhicules, la traverse vient taper le ballast, cela étant senti comme un choc anormal par les conducteurs. Ces chocs entraînent une usure de la traverse et du ballast.

Seuils d'intervention pour voie LGV

Les normes d'interventions constituent la base du référentiel qualité de la maintenance de la voie. Pour chaque paramètre, il a été défini des limites de sécurité appelées V_R , valeurs de ralentissement à partir desquelles des mesures de restriction de vitesse des circulations sont à prendre. Il existe des seuils permettant d'entreprendre des actions de maintenance avant que le seuil V_R soit atteint [7, 118]. Le seuil V_I (valeur d'intervention) impose une intervention dans un délai relativement court pour ne pas atteindre le seuil V_R . Le seuil V_A (valeur d'alerte) impose une surveillance ou une intervention programmée à moyen terme. Lors de l'intervention, on cherche un niveau de qualité, c'est le niveau V_O , valeur d'objectif.

L'écartement de la voie est évalué par trois paramètres : E_{min} , qui est la valeur la plus faible de l'écartement sur le tronçon de voie considéré, E_{max} , la valeur la plus grande, et E_{moy} , qui est la moyenne arithmétique des écartements sur 100 m. L'écartement standard étant de 1.435 m. Dans le tableau suivant nous présentons quelques ordres de grandeurs pour les valeurs de E_{min} et E_{max} .

Niveaux de qualité	E_{min}	E_{max}
V_O	$E_{min} > 1433 \text{ mm}$	$E_{max} \leq 1444 \text{ mm}$
V_A	$1430 \text{ mm} \leq E_{min} < 1432 \text{ mm}$	$1452 \text{ mm} < E_{max} < 1455 \text{ mm}$
V_I	$E_{min} < 1430 \text{ mm}$	$E_{max} > 1455 \text{ mm}$
V_R	$1426 \text{ mm} \leq E_{min} < 1428 \text{ mm}$	$1462 \text{ mm} < E_{max} < 1470 \text{ mm}$

TABLE 1.1 – Les valeurs de E_{min} et E_{max} .

Pour les valeurs du nivellement longitudinal (NL), les différents seuils sont présentés dans le tableau suivant 1.2 :

Niveaux de qualité	NL
V_O	$NL \leq 0.45 \text{ mm}$
V_A	$NL \geq 0.9 \text{ mm}$

TABLE 1.2 – Les valeurs limites de NL

Les niveaux de qualité pour le nivellement transversal sont évalués à l'aide de la mesure du dévers, du gauche sur la base de 3 et 9 m et l'écart de dévers (E_d) sur la base de 10 m. Une des quantités les plus importantes est le gauche, qui représente en quelque sorte la torsion de la voie (tableau 1.3).

Niveaux de qualité	Gauche sur 3 m (g3)	écart de dévers
V_O	$g3 \leq 3 \text{ mm}$	$E_d \leq 3 \text{ mm}$
V_A	$5 \text{ mm} < g3 \leq 7 \text{ mm}$	$7 \text{ mm} < E_d \leq 10 \text{ mm}$
V_I	$g3 > 7 \text{ mm}$	$E_d > 10 \text{ mm}$
V_R	$15 \text{ mm} < g3 \leq 21 \text{ mm}$	$15 \text{ mm} < E_d \leq 18 \text{ mm}$

TABLE 1.3 – Les valeurs limites de gauches sur la base de 3m (g3) et des écarts de dévers (E_d)

Les seuils présentés ici montrent la précision nécessaire afin de maintenir sur le terrain une sécurité optimale. Il en découle bien sûr une difficulté accrue pour atteindre ces seuils quotidiennement sur une voie LGV, tout se jouant au millimètre près, sur des kilomètres.

Opération de maintenance

Lors de la circulation des trains sur la voie, il se produit un tassement progressif du ballast dû au réarrangement des grains. Pendant ce processus, des défauts peuvent apparaître dans la

géométrie de la voie. Afin de corriger ces défauts, ils existent différentes opérations d'entretien et de maintenance. Pour la voie ballastée, l'opération la plus utilisée étant le bourrage.



FIGURE 1.8 – *Operation de bourrage.*

Ces opérations permettent de corriger les défauts par vibration et serrage des grains de ballast situés sous les traverses, et permettent de rendre à la voie son profil initial par correction du nivellement longitudinal et transversal. Elles sont réalisées par des engins appelés bourreuses, l'opération de bourrage manuel s'effectuant à l'aide d'outil JACKSON. Ces opérations peuvent rénover partiellement ou complètement une partie ou la totalité de la voie.

On appelle « cycle de bourrage » l'enchaînement des opérations suivantes :

- soulèvement de la traverse d'une hauteur déterminée
- vibration et plongeon des bourroirs dans le ballast
- serrage des bourroirs, ramenant les grains de ballast sous la traverse
- remontée des bourroirs et relâchement de la traverse.

Les paramètres qui pilotent le bourrage sont principalement la fréquence de vibration (35 - 45 Hz), la force de serrage, l'amplitude des signaux de vibration et le temps de serrage. Ces paramètres ont été fixés par des retours d'expérience et il est communément admis que la méthode de travail du personnel des bourreuses influe grandement sur le résultat du bourrage à la fois en termes d'homogénéité de la voie et en termes de qualité pour l'évolution du nivellement longitudinal.

A la suite d'une opération de bourrage, on effectue l'opération de stabilisation dynamique qui permet d'obtenir par vibration une assise de la voie équivalente à la circulation de 150000 tonnes pour les traverses en béton. Si les seuils de qualité ne peuvent pas être atteints par une opération de maintenance normale, une opération de renouvellement du ballast (RB) ou de la voie et du ballast (RVB) doit être réalisée.

Enjeu technologique

L'augmentation de la vitesse de circulation sur LGV induit une dégradation géométrique accélérée de la voie, qui entraîne des opérations de maintenances de plus en plus coûteuses qui conduisent à des renouvellement de ballast et de voie ballastée. Une maintenance optimisée

et efficace de la voie ballastée est devenue indispensable, notamment avec cette dégradation accélérée.

La connaissance précise des paramètres intrinsèques influant sur la tenue du nivellement permettrait d'en déduire une meilleure connaissance des mécanismes de dégradation et par conséquent des pistes d'optimisation des pratiques de maintenance ou pour la réalisation de nouveaux projets. La dégradation géométrique de la voie est évaluée à l'aide mesures caractérisant la géométrie de la voie. Toutefois la prédiction de l'apparition de défaut, le potentiel de dégradation nécessite l'évaluation de paramètres physiques mesurables en voie par des moyens existants.

Il est devenu indispensable de mieux comprendre les mécanismes qui interviennent dans la dégradation géométrique de la voie, laquelle est imputable en partie au tassement de la couche de ballast.

Pour répondre à cette question, dans la section suivante on verra les principales études développées sur le tassement du ballast

1.3 Étude du tassement du ballast

Différentes études ont été menées pour étudier le comportement du ballast. Ces études ont utilisé différentes approches : d'un côté nous avons les essais expérimentaux développés au laboratoire, à partir des essais classiques de la mécanique des sols ou grâce à la confection d'une maquette de voie à échelle réelle. D'un autre côté, nous avons l'approche numérique, qui dans les dernières années a permis de comprendre plus en détail la physique de ce système, grâce à l'utilisation de la méthode des éléments finis ou de la méthode des éléments discrets.

Nous allons brièvement rappeler ici les études sur le comportement du ballast ferroviaire, en se focalisant sur celles qui ont eu pour but de construire des modèles d'évolution du tassement.

1.3.1 Approches expérimentales

Dans la littérature, nous pouvons trouver différentes lois de tassement obtenues par expérimentation sur le ballast ou sur un milieu modèle. Ces lois sont fondées sur l'hypothèse que le tassement est une fonction du nombre de cycles et d'une série de paramètres qui permettent l'ajustement du modèle et de la courbe expérimentale. Diverses approches ont été utilisées : essais classiques de la mécanique de sol (comme l'essai triaxial), utilisation de modèles à échelle réduite utilisant un ballast miniaturisé et modèles à échelle réelle qui reproduisent une portion de voie.

Essais triaxiaux

Parmi les essais triaxiaux trouvés dans la littérature, nous pouvons souligner ceux de Shenton [122]. Il propose la confection d'échantillons cylindriques de 230 mm de diamètre

composés de grains de ballast avec une granulométrie comprise entre 13 et 38 mm. Sur ces éprouvettes ont été appliquées des chargements sinusoïdaux variant entre 0 et 400 kPa à une fréquence de 30 Hz. Il propose alors une loi de tassement qui s'exprime de la manière suivante :

$$\tau_N = \tau_1(1 + 0.2 \log N) \quad (1.1)$$

où τ_N est le tassement pour N cycles de chargement, τ_1 est le tassement obtenu lors du premier cycle de chargement et N est le nombre de cycles.

Cette loi conduit à un fort tassement dès les mille premiers cycles avec un incrément qui diminue avec le nombre de cycles. Le paramètre τ_1 dépend fortement de l'état initial de l'échantillon et des niveaux de charges appliqués. Il est fonction de la charge verticale et du confinement imposé. Ce paramètre reste difficilement contrôlable sur le terrain.



FIGURE 1.9 – Essai triaxial appliqué sur le ballast

D'autres essais triaxiaux ont été développés par Hettler [46]. Cet auteur s'est intéressé à comprendre le rapport entre le tassement du ballast en voie et celui obtenu par les essais triaxiaux. Il a notamment étudié l'influence du type de chargement (statique et dynamique), la nature des grains et la densité initiale. Ces essais sont réalisés à l'aide d'un appareil triaxial de grande taille (78 cm de diamètre et 45 cm de hauteur). Les charges appliquées sont celles qui se produisent sur une traverse de 2400 cm² de section, c'est-à-dire une contrainte verticale comprise entre 200 et 400 kPa, avec une vitesse de passage de train simulée de 120 km/h. Pour une centaine de cycles de chargement, il propose une loi de tassement logarithmique :

$$\tau_N = \alpha Q^{1.6} [1 + \beta \log(N)] \quad (1.2)$$

où Q est le niveau de charge équivalente à la charge à l'essieu d'un train et α et β sont des constantes.

Indraratna [49, 50] et Salim [116] ont réalisé des essais triaxiaux sous cisaillement monotone et cyclique, afin d'établir les propriétés de déformabilité et les caractéristiques de dégradation du ballast sain et recyclé pour différentes pressions de confinement. Ces essais ont été

développés sur des installations triaxiales parallélépipédiques de dimensions $800 \times 600 \times 600$ mm, avec des pressions de confinement $\sigma_2 = 10$ kPa et $\sigma_3 = 7$ kPa. Les résultats montrent une évolution non linéaire du tassement (ou déformation verticale), caractérisés par une évolution de type logarithmique sur quelques milliers de cycles. Cette évolution est cohérente avec le modèle de Shenton [122].

D'autres travaux [125, 58] à grand nombre de cycles montrent une augmentation très rapide de la déformation axiale au début du chargement suivie d'une stabilisation progressive de cette déformation pour un nombre de cycles plus grand. La mise au point d'essais à grand nombre de cycles montre que la déformation résiduelle à grand nombre de cycles est caractérisée par une progression linéaire, alors que l'évolution de la déformation permanente pour les premiers milliers de cycles est proche du comportement logarithmique (figure 1.10).

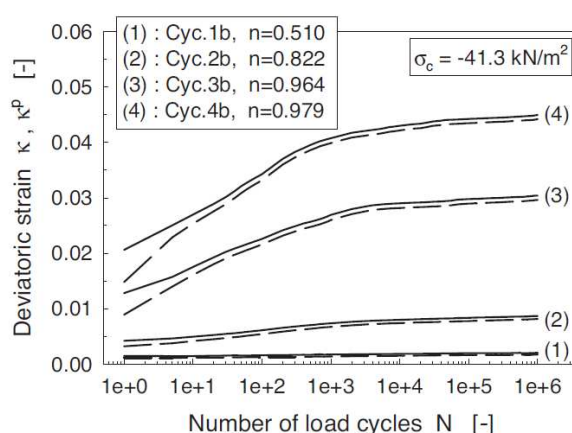


FIGURE 1.10 – Déformation déviatorique du ballast sous chargement cyclique. La déformation déviatorique totale est en tracé continu et la déformation permanente est en pointillé [125].

Il faut noter que dans toutes les expériences de ce type le choix de la taille de l'éprouvette est fondamental pour la représentativité de l'essai. La configuration typique d'un essai triaxial, avec une hauteur supérieure à deux fois le diamètre, n'est pas représentative de la configuration ferroviaire de la couche de ballast. Ce point est crucial pour le tassement comme nous le verrons par la suite.

Modèles à échelle réduite

Guérin [45] a travaillé sur la conception d'un modèle à échelle réduite pour l'identification expérimentale d'une loi de tassement. Cette expérience appelée MICROBALLAST est une maquette d'une portion de voie. Elle est constituée par du ballast respectant le fuseau granulométrique utilisé par la SNCF mais à une échelle un tiers. Le même rapport a été employé pour la magnitude du chargement appliqué. La rigidité du sol simulé est comprise entre 45 et 100 MPa. Cette rigidité peut varier grâce à l'utilisation d'un élastomère de différentes épaisseurs. La maquette est constituée par une caisse d'une hauteur de 400 mm et de section

$500 \times 500 \text{ mm}^2$, avec une couche de ballast de 100 mm sous le blochet, lequel est modélisé par une pièce cylindrique en acier.

Les résultats jusqu'à 800000 cycles mettent en évidence une évolution en deux phases du tassement en fonction du nombre de cycles. La première phase correspond à la densification de la structure ballast, qui dépend de la qualité du bourrage. La deuxième phase correspond au comportement à moyen terme. Cette phase est caractérisée par un incrément du tassement en millimètres par cycle ($d\tau/dN$) constant et par une stabilisation de l'amplitude de la déflexion élastique δ du système. Guérin propose une loi de puissance pour le taux de tassement :

$$d\tau/dN = \alpha \delta^\beta \quad (1.3)$$

avec $\alpha \simeq 1.437 \cdot 10^{-6}$ et $\beta \simeq 2.51$. Le paramètre α semble interpréter la densification de la structure du ballast. Ce paramètre évolue avec l'assemblage granulaire, qui reste constant lorsqu'on arrive à la densité maximale du ballast sous un niveau de chargement spécifié.

Une autre expérience sur un modèle à échelle réduite est présentée dans les travaux de Bodin [20]. Un banc d'essai nommé BETTER (Ballast : Essai de Tassement Transversale à Échelle Réduite) a été mis au point. Cet essai avait pour but de caractériser le comportement du ballast sous sollicitation combinée (verticale et horizontale). Il reproduit à échelle 1/3 une portion de voie ballastée entourant une traverse bi-bloc en béton. Cette traverse bi-bloc est posée sur 10 cm de *microballast* contenu à l'intérieur d'une boîte parallélépipédique de dimensions $1.7 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$. Les chargements ont été appliqués par un vérin dont on peut faire varier l'inclinaison entre 0° et 30° . Les essais réalisés ont été partagés entre des essais quasi-statiques à faible nombre de cycles et des essais cycliques à grand nombre des cycles (ou essais de fatigue).



FIGURE 1.11 – Banc d'essais BETTER.

Les résultats obtenus mettent en évidence le lien entre l'incrément de tassement et la déflexion verticale δ . La loi de tassement verticale établie pour le banc d'essai BETTER est la suivante :

$$d\tau/dN = 2.1 \cdot 10^{-6} \delta^{1.17} \quad (1.4)$$

Ces paramètres sont comparables à ceux trouvés par Guérin [45].

D'autres auteurs [6, 59] ont travaillé aussi sur le banc BETTER afin d'étudier les déformations permanentes des matériaux granulaires sous chargement dynamique et sous vibration. Ils ont étudié l'effet de la charge (entre 0.5 et 3 kN), de la fréquence (entre 10 et 65 Hz) et du confinement de l'éprouvette. Les résultats montrent que, sous chargement dynamique, il y a deux phases de tassement. La première se manifeste au début du processus et est caractérisée par une déformation résiduelle rapide. La longueur de cette phase (en nombre de cycles, N) augmente avec la fréquence d'excitation et avec le degré de confinement. La deuxième phase montre une évolution progressive et non-linéaire de la déformation permanente.

BOX TEST

Ce type de test fait partie de modèles à échelle réelle, afin d'étudier les phénomènes que se produisent dans cette portion de voie. Dans les travaux de Lim [64], une boîte a été conçue pour simuler un échantillon de ballast pendant sa mise en service, les sollicitations dues au trafic et les opérations de maintenance. Cette boîte a pour dimensions 700 mm de longueur, 300 mm de largeur et une hauteur de 450 mm. L'épaisseur de la couche de ballast est de 300 mm. Le matériau a été soumis à un chargement sinusoïdal, avec une amplitude minimale de 3 kN et maximale de 40 kN, pour un nombre total de cycles de 1 million et une fréquence de 3 Hz. Cette étude a permis de vérifier l'augmentation de la rigidité du système et la réduction des incréments de tassement après chaque cycle de bourrage.

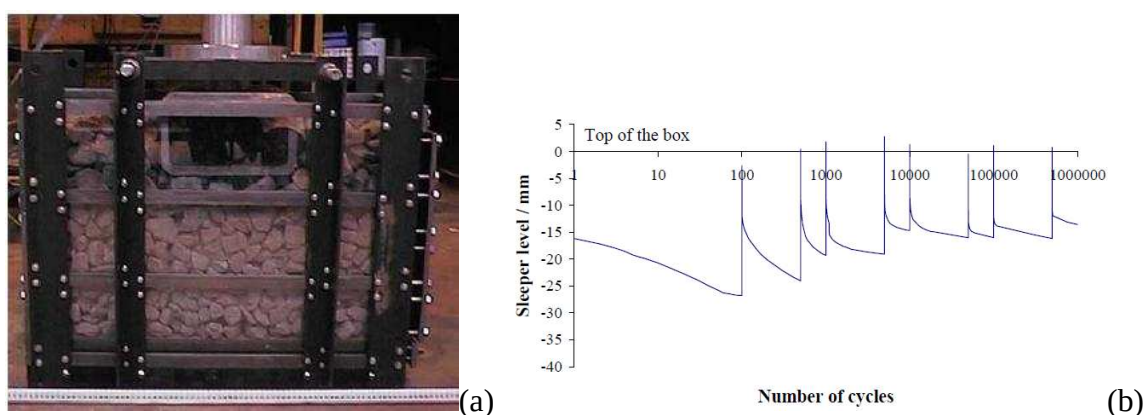


FIGURE 1.12 – a) Box Test. b) Une courbe de tassement obtenue au cours d'un essai

1.3.2 Synthèse des modèles de tassement du ballast

Dans la partie précédente, nous avons vu des expressions proposées pour le tassement de ballast soumis à des chargements cycliques à partir de la réalisation de tests triaxiaux ou de modèles réduits. Ces expressions sont présentées dans le tableau 1.4 [35].

τ_N correspond au tassement à N cycles, Q est la charge à l'essieu, σ est l'effort sous la traverse, k est la raideur de la sous-couche et α , β et γ sont des paramètres constants.

Ces paramètres sont des constantes de calibration des courbes de tassement et leurs liens

Auteur	Loi
Sato	$\tau_N = \gamma[1 - e^{-\alpha N}] + \beta N$
Hecke	$\tau_N = \tau_0 + \alpha Q^3 N$
Hettler	$\tau_N = \alpha Q^{1.6}[1 + \beta \ln(N)]$
Shenton	$\tau_N = Q^5[\alpha N^{0.2} + \beta N]$
Thom & Oakley	$\tau_N = [\log N - 2.4]^2 \times [\sigma/160] \times [47/k]$

TABLE 1.4 – *Tableau récapitulatif de diverses expressions proposées pour le tassement du ballast en fonction du nombre de cycles.*

avec les paramètres physiques et mécaniques du ballast ou les conditions d'essais restent méconnus, du fait de la nature empirique des méthodes avec lesquelles ils ont été obtenus.

Même si les dimensions entre les différentes expériences et les valeurs des paramètres qui pilotent les réponses en termes de déformation sont différentes ; ces travaux développés expérimentalement, aboutissent aux mêmes constats :

1. On peut identifier une première phase avec un fort tassement pour les premiers cycles, laquelle correspond à la densification initiale du ballast.
2. Nous avons une deuxième phase qui correspond au comportement à moyen terme, avec une évolution du tassement de type logarithmique sur quelques milliers de cycles, où l'incrément diminue avec le nombre de cycles.
3. Finalement, on peut identifier une troisième phase avec une stabilisation progressive du tassement pour un nombre de cycles plus grand, caractérisée par une évolution asymptotique du tassement.

L'intérêt de notre travail sera de développer un modèle qui soit capable de prendre en compte ces trois phases dans l'évolution, pour les paramètres qui interviennent dans le tassement du ballast.

Les approches expérimentales nous permettent de comprendre le comportement macro-mécanique dans notre système. On peut identifier la réponse globale du matériau ballast sous chargement cycliques, mais les mécanismes qui pilotent la réponses restent méconnus.

Afin d'élucider les mécanismes qui jouent sur ce phénomène et d'étudier plus en détail le tassement du ballast, nous présenterons les travaux développés pour analyser le comportement de ce matériau à partir de l'utilisation des approches par la simulation numérique.

1.3.3 Approches numériques

Dans la section précédente, nous avons fait une synthèse des études expérimentales développées pour étudier la voie.

Dans les dernières années, les techniques informatiques ont fortement progressé, permettant de réaliser des recherches plus performantes, au niveau du calcul scientifique. Ces travaux se sont orientés de plus en plus vers le comportement du ballast et les origines physiques du tassement, grâce à l'utilisation des approches numériques.

Deux approches numériques peuvent être envisagées : l'approche par la méthode des éléments finis, adoptée pour les milieux continus, et l'approche par éléments discrets pour la simulation de la dynamique des particules.

Approche milieu continu : méthode par éléments finis

La modélisation par éléments finis a été l'une des premières approches numériques utilisées dans le domaine de la voie ballastée. Ces modélisations avaient pour objectif de prédire l'évolution de la géométrie de la voie produite par le chargement cyclique. Les éléments finis ont permis de dimensionner les couches d'assise de la voie en fonction de la qualité du sol support, en termes de densité et de module d'élasticité [20].

Une modélisation de ce type a été développée pour reproduire les résultats du banc des essais BETTER [20]. L'approche par éléments finis a été utilisée pour relier la déflexion élastique à l'incrément du tassement vertical et latéral. Dans cette étude, le ballast a été modélisé comme un matériau élastique linéaire, dont les caractéristiques dépendent de l'état de densification et du niveau de chargement. La démarche utilisée consiste à réaliser une comparaison entre les caractéristiques du ballast et les résultats provenant du banc d'essai afin de déterminer les caractéristiques élastiques en mettant en vis-à-vis les résultats numériques et expérimentaux. Les résultats de cette modélisation montrent le comportement fortement non-linéaire du ballast du fait que le module de Young de ce matériau change en fonction du niveau de charge appliquée.

Al-Shaer [6] propose un modèle 3D en éléments finis en se servant du code d'éléments finis CESAR-LCPC. Dans ce travail, l'auteur considère que tous les constituants de la voie suivent des lois de comportement élastiques et linéaires. Il a caractérisé les paramètres du ballast, en deux zones : la première de ballast compacté sous blochet, la deuxième constituée de ballast foisonné autour des blochets. Le but de cette démarche est d'obtenir les accélérations et déplacements élastiques des blochets validés à partir de résultats expérimentaux. Ce modèle est moins performant pour estimer les accélérations dans le ballast ou les pressions dans le sol. Ceci est dû au choix d'un modèle élastique linéaire négligeant le comportement fortement non linéaire de ce matériau.

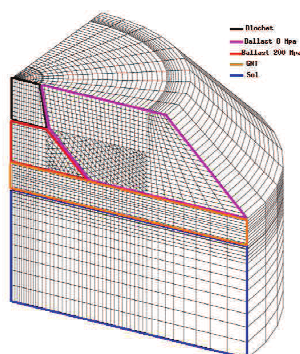


FIGURE 1.13 – *Modèle d'éléments finis en 3D dans le cadre du travail développé par [6]*

Les travaux de Suiker [125] et Ricci [110] proposent une modélisation par une approche discrète/continue du comportement du ballast. Suiker a proposé un modèle sur la base d'un

maillage 2D pour une couche granulaire située sur un support rigide, soumis à l'action d'une charge concentrée mobile. Ricci propose une extension 3D du modèle présenté par Suiker en considérant un réseau tridimensionnel de particules reposant sur un milieu continu supposé infini. Les prédictions avec l'utilisation de ce modèle s'approchent de celles obtenues avec un modèle continu quand la taille des grains tend vers zéro. Les auteurs ont trouvé que les facteurs les plus influents sur la réponse de la couche de ballast sont la vitesse de déplacement de la charge et la raideur de la sous-couche. Ces résultats permettent de mettre en évidence l'influence de la nature discrète du ballast sur la réponse dynamique globale de la voie.

Approche par la méthode des éléments discrets

Comme nous l'avons exposé dans le paragraphe précédent, les modèles par éléments finis sont très utilisés dans le domaine ferroviaire pour l'étude du comportement de la voie, mais ils présentent des inconvénients majeurs dans le cas du ballast où ce type d'outil ne tient compte ni de sa nature granulaire, ni des caractéristiques propres des particules, ni de son arrangement. Les méthodes par éléments discrets ont la particularité de traiter chaque grain comme un corps rigide ou déformable avec un nombre fini de degrés de liberté. Cette approche donne ainsi accès aux vitesses des grains et aux efforts de contact au cours du tassement du ballast.

Il existe deux algorithmes distincts fondés sur l'approche en éléments discrets, ou *Discrete Element Method* (DEM) :

- La méthode par éléments distincts, *Distinct Element Method*, développée initialement par Cundall et caractérisée par la description des forces d'interaction de contact par des systèmes de ressorts et d'amortisseurs et par une intégration explicite des équations de mouvement des grains [31, 30, 32, 33, 34] ;
- La Dynamique des Contacts, *Contact Dynamics* ou *Non Smooth Contact Dynamics* (NSCD), caractérisée par une description des interactions de contact par des conditions unilatérales et d'un traitement implicite de l'équation de la dynamique [56, 75, 94, 55, 39, 99, 95].

L'approche DEM est largement adoptée aujourd'hui comme un outil puissant pour l'étude des milieux granulaires. Plusieurs auteurs ont appliqué cette approche à l'étude du comportement du ballast [90, 28, 118, 65, 11, 66].

Parmi tous ces travaux, nous pouvons citer celui de Combe [28]. L'auteur a réalisé une première validation de l'approche par éléments discrets à travers la comparaison avec une expérience avec des rouleaux de Schneebeli (fig 1.14a). Il a mis en évidence le processus de dégradation du massif en appliquant sur un blochet différents chargements suivant divers angles d'inclinaison. Les tendances observées sont les mêmes que pour du ballast réel : le massif granulaire est déstabilisé du fait du réarrangement des grains ; cette déstabilisation est plus importante lorsque l'angle de sollicitation augmente. Les essais mettent en évidence un premier régime transitoire de mise en place des grains sur environ 300 cycles, et ensuite un régime où le tassement des grains évolue de manière plus lente.

Postérieurement, Saussine [118] a travaillé sur cette expérience en modélisant l'effet de la

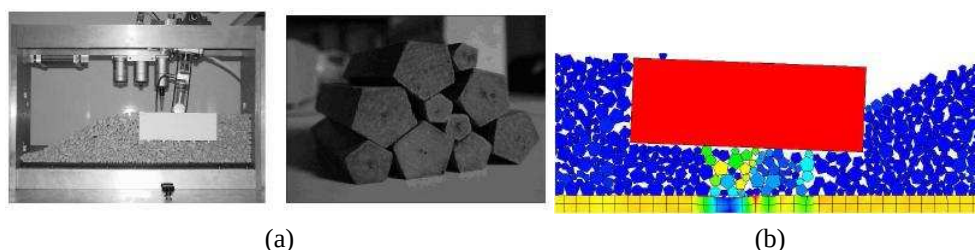


FIGURE 1.14 – a) L'expérience développée par Combe [28] b) Modélisation développée par Saussine [118]

sous-couche (sous-couche polygonale et sous couche en éléments finis). Les résultats obtenus montrent que le comportement global est similaire, par rapport aux zones où se concentrent les déformations, mais la distribution locale des efforts transmis entre le blochet et la sous-couche est différente. Il a notamment mis en évidence que les chaînes de forces sont plus marquées dans le cas où la sous-couche est modélisée avec des éléments finis. Une autre différence provient de l'orientation des contacts ; la direction verticale est privilégiée dans le cas de la sous-couche polygonale en raison des contacts côté-côté. Ces simulations ont mis en évidence que l'essentiel des efforts est transmis à la sous-couche par l'intermédiaire d'un réseau de contacts fortement hétérogène et ne faisant intervenir qu'un faible nombre de grains. De plus, la qualité de la sous-couche joue un rôle très important dans l'évolution du tassement du ballast.

Saussine [118] a également réalisé des études sur l'effet de la forme des grains dans le tassement, en considérant la voie ballastée comme une « couche mince granulaire » (CMG) constituée de grains polygonaux. Le concept de couche mince provient du fait que l'épaisseur de la couche de ballast sous un blochet est généralement inférieure à 10 diamètres de grains. Dans ce type de système, on constate la formation de « Structures Rigides Localisées » (SRL). Ces SRL se présentent généralement sous la forme de chaînes qui sont constituées d'une succession de particules ayant un contact ponctuel (face-sommet) ou surfacique (face-face) (fig 1.15). L'aptitude des grains de ballast à transmettre des efforts jusqu'à la sous-couche par des chemins privilégiés et fortement hétérogènes, indique que les situations de poinçonnement peuvent être très nombreuses.

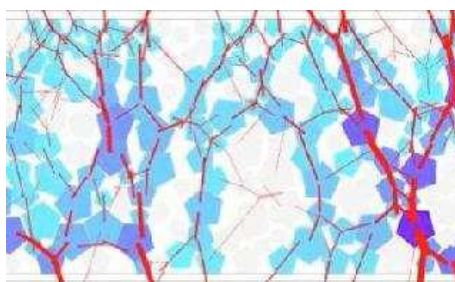


FIGURE 1.15 – Structure Rigide localisées (SRL) [118].

Le travail de Lu [66] s'est focalisé sur l'effet de la forme des grains. L'objectif était de réaliser une étude comparative entre les réponses d'une portion de voie constituée soit par des sphères, soit par des particules de forme plus complexes. Avec une approche de type *Distinct Element Method* grâce à l'utilisation du logiciel PFC[®], il a généré des grains com-

posés de plusieurs sphères (*clumps*) (fig. 1.16), afin de modéliser la forme polyédrique des grains de ballast. Un effort vertical harmonique a été appliqué et l'enfoncement du blochet dans la structure mesuré. Les résultats montrent que la forme complexe des *clumps* provoque des blocages entre les particules, réduisant les libertés de déplacement et de rotation. Les déformations dans le système, induites pour les déplacements des particules, se concentrent dans des endroits différents selon le type de particule : pour les sphères cette déformation est concentrée aux bords du blochet ; pour les *clumps* la déformation est concentrée directement sous le blochet. La conclusion principale de ce travail est que le tassement du système est beaucoup plus important si les grains sont de forme sphérique.

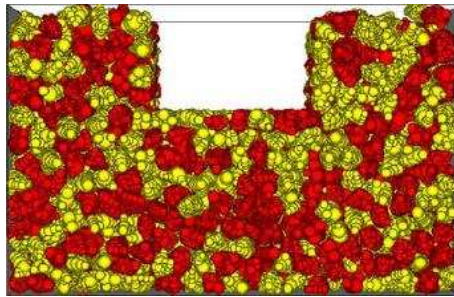


FIGURE 1.16 – Échantillon de ballast composé de *clumps* [66].

Dans les travaux de Karrech [59], une étude numérique discrète du tassement du *micro-ballast* sous chargement cyclique a été développée. Le but de ce travail était d'étudier numériquement le tassement de matériaux granulaires au cours de chargements périodiques. L'auteur a comparé avec succès les modèles numériques avec des résultats expérimentaux. Les rapports entre les vitesses de tassement permettent d'affirmer que la mobilité individuelle des grains affecte beaucoup plus la vitesse de tassement que leurs réarrangements. Cette vitesse est très affectée par la forme des grains : en passant de la forme polygonale à la forme circulaire des grains, il est possible de trouver un rapport de l'ordre de 10 en terme de vitesses de tassement entre eux au bout de quelques dizaines de cycles. Cette étude a permis d'identifier statistiquement le lien entre la perte de contacts et la vitesse de tassement pour différents cas de chargement.

1.3.4 Variabilité de la déformation du ballast : tassement différentiel

Un aspect qui n'a pas été traité de manière directe dans les études de l'évolution du tassement, menées par des approches expérimentales ou numériques, c'est la variabilité de la réponse, en termes de tassement du ballast.

Cette variabilité a des origines différentes :

- D'une part, les irrégularités de la voie vont générer des fluctuations des efforts statiques et dynamiques, lors de la circulation des véhicules.
- D'autre part, du fait que l'épaisseur de la couche de ballast est constituée par environ une dizaine de diamètres des grains, le tassement est très sensible aux détails de l'arrangement des grains.

Cet arrangement des particules n'est pas homogène au long de la voie. Ce phénomène conduit à des tassements différentiels et donc des déformations de la voie, qui présentent une grande variabilité d'une réalisation à une autre.

Ce constat nous apprend qu'il ne suffit pas de donner une loi de l'évolution du tassement mais qu'il est important de donner une loi probabiliste de tassement qui peut également s'exprimer sous la forme d'une loi de tassement moyen avec une variabilité qui évolue en fonction d'un fuseau de tassements, prenant en compte l'évolution de la distribution des tassement en fonction du tonnage.

1.4 Le ballast : un matériau granulaire

1.4.1 Introduction

Les matériaux granulaires sont largement utilisés comme matériaux de remplissage dans diverses applications en raison de leurs propriétés d'écoulement, de résistance au cisaillement et de porosité [52]. Des exemples bien connus concernent les travaux de fondations, de terrassement (barrages, digues, etc) et d'infrastructures de transport (l'asphalte dans la construction des routes et les voies ferrées ballastées).

Une préoccupation majeure dans toutes ces applications est la stabilité à court et à long terme de ces ouvrages soumis à différents types de chargement.

Pour le cas du ballast ferroviaire, les chargements répétés dû aux passages de trains entraînent des déformations plastiques et des dégradations des matériaux, qui peuvent conduire à l'endommagement de la structure [24, 40, 65, 127].

Pour mieux comprendre le comportement du ballast ferroviaire, en termes de stabilité et déformations, on peut profiter des outils et des concepts développés dans le domaine de milieux granulaires.

1.4.2 États granulaires

Dans les matériaux granulaires, en fonction des sollicitations auxquelles ils sont soumis, nous pouvons identifier différents états : solide, liquide ou gazeux. L'état solide est caractérisé par des contacts entre les particules qui sont persistants. Les forces de contact dans ce régime sont essentiellement d'origine statique. Les écoulements lents, plastiques ou visco-élastiques appartiennent à ce domaine. Le milieu granulaire est dans un état liquide quand nous pouvons identifier des contacts de courte durée de vie et des collisions dans le système. Dans l'état gazeux, les collisions dominent le système et les forces entre les particules sont d'origine cinétique.

La transition d'un régime à un autre est définie par le rapport entre la contrainte moyenne statique du système et la pression cinétique (due au transfert de quantité de mouvement par collisions). Pour un système soumis à un cisaillement avec un taux imposé $\dot{\epsilon}$ et une pression de confinement p , la force moyenne statique est de l'ordre de $f_s \simeq p d^2$ tandis que la force cinétique moyenne est $f_d \simeq m d \dot{\epsilon}^2$, où d est le diamètre moyen des particules et m est la

masse moyenne. On définit généralement le nombre d'inertie I à partir du rapport entre ces deux forces [16, 43] :

$$I = \sqrt{\frac{f_s}{f_d}} = \dot{\epsilon} \sqrt{\frac{m}{pd}} \quad (1.5)$$

Pour $I < 10^{-3}$ le matériau se comporte comme un solide, pour $10^{-3} < I < 1$ le comportement est liquide et quand $I > 1$ le matériau est dans un état gazeux. La transition d'un état solide vers un état liquide s'appelle fluidification.

Pour un système vibré avec une fréquence ω et une amplitude A , nous avons $f_s \simeq mg$ et $f_d \simeq mA\omega^2$. Le paramètre d'inertie est donc donné par :

$$I = \sqrt{\frac{f_s}{f_d}} = \omega \sqrt{\frac{A}{g}} \quad (1.6)$$

Ce paramètre n'est rien d'autre que la racine de l'accélération des grains normalisée par l'accélération de la gravité : $\Gamma = \frac{A\omega^2}{g}$. Si $I > 1$ (ou $\Gamma > 1$), le matériau se fluidifie en ce sens que la période de vibration est trop courte pour permettre aux grains de retrouver leur arrangement d'équilibre sous l'effet de leur propre poids.

1.4.3 Interaction des particules : contacts

Les contacts dans les matériaux granulaires secs sont de types quasi-ponctuels, car la déformation reste locale à une échelle petite par rapport à la taille d'un grain. Nous pouvons identifier, à l'échelle d'un contact, différents types d'interactions entre les particules : la déflexion élastique, le frottement et les collisions inélastiques.

Élasticité du contact entre solides de forme régulière : Loi de Hertz

La loi de Hertz décrit l'élasticité d'un contact entre deux grains de forme régulière et constitués de matériaux élastiques linéaires et isotropes. Soit f_N la force normale à leur plan tangent commun au point de premier contact. Les déformations sont calculées à partir des efforts appliqués en surface comme si on avait affaire à deux demi-espaces infinis. La forme des grains intervient au moment de déterminer la région de contact au travers de laquelle se transmettent les efforts. Réduite à un point lorsque f_N est nulle, cette région croît lorsque f_N augmente, et il en résulte une relation non linéaire entre f_N et le rapprochement h , le long de la direction normale de points éloignés dans les deux solides. Pour deux sphères identiques de diamètre d , on aura :

$$f_N = \frac{E\sqrt{d}}{3(1-\nu^2)} h^{3/2} \quad (1.7)$$

où E est le module d'Young et ν le coefficient de Poisson [112].

Lois de frottement

Mindlin explique le glissement des grains les uns par rapport aux autres en introduisant dans la théorie de Hertz une composante tangentielle due au fait que la force appliquée n'est pas parfaitement dirigée selon l'axe des deux centres des sphères. Ce glissement relatif des grains est une déformation plastique. Les aspects les plus classiques du frottement « sec » se résument en trois principes :

- la force de frottement est indépendante de l'aire apparente de contact,
- la force de frottement est proportionnelle à la force normale de contact,
- le coefficient de frottement est indépendant de la vitesse de glissement.

En général, les contacts entre grains solides peuvent transmettre un effort tangentiel, la force tangentielle étant limitée par la condition de Coulomb :

$$\| R_T \| < \mu R_N \quad (1.8)$$

où R_T est la réaction tangentielle (ou force de frottement), R_N est la réaction normale (ou force normale de contact), $\mu = \tan \varphi$ est le coefficient de frottement et φ l'angle de frottement. Lorsque la composante tangentielle R_T de la force en contact atteint son maximum μR_N , un glissement est possible dans la direction de la force tangentielle. Ces propriétés du frottement sec permettent de définir un *graphe de Coulomb* représenté sur la figure 1.17. Ce graphe traduit une relation entre la vitesse relative tangentielle au contact U_T et la force de frottement R_T .

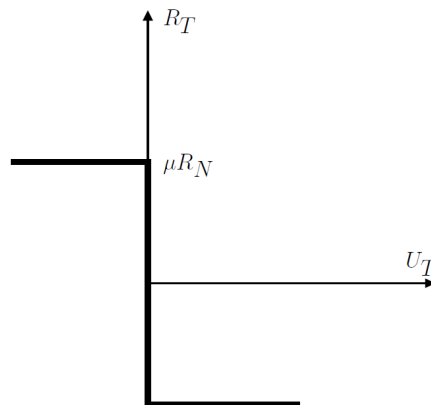


FIGURE 1.17 – Représentation de la loi de Coulomb.

Lois de choc

Pour un matériau granulaire dans un état gazeux, les collisions dominent le système. Ces collisions génèrent des contacts avec une durée de vie très courte.

Les lois de contacts élastiques et de frottement présentées fournissent des informations sur ce qui se passe pendant que le contact est établi. Pour obtenir des informations sur la transition du contact entre les deux corps, il est nécessaire d'introduire une loi de choc.

Pour cela, nous pouvons utiliser la loi de restitution de Newton, définie par :

$$U_N^+ = -eU_N^- \quad (1.9)$$

où U_N^+ représente la vitesse relative normale après la collision, et U_N^- la vitesse relative normale avant collision, et e le coefficient de restitution, où $e \in [0, 1]$. Finalement, la loi de choc inélastique ($e = 0$) est dissipative dans tous les cas. Cette hypothèse est convenable pour l'étude des déformations lentes d'une collection dense de corps rigides [23, 95].

Typologie des contacts

Le contact entre deux particules est ponctuel si les surfaces des deux particules sont lisses et présentent une courbure positive. Sachant que le ballast peut être représenté par des polyèdres, il y a plusieurs types de contacts possibles entre deux particules. Suivant le nombre de contraintes géométriques ou cinématiques nécessaires pour représenter un contact, nous pouvons distinguer trois situations de contact pour les polyèdres : les contacts simples, doubles et triples (fig. 1.18). Les contacts simples sont définis par un seul point de contact tel que les contacts face-sommet ou arête-arête. Les contacts doubles sont constitués par un contact formé pour le couple arête-face. Un contact double peut être représenté par deux points de contact. Le contact de type triple est formé par trois points de contact dûs à l'interaction entre deux faces.

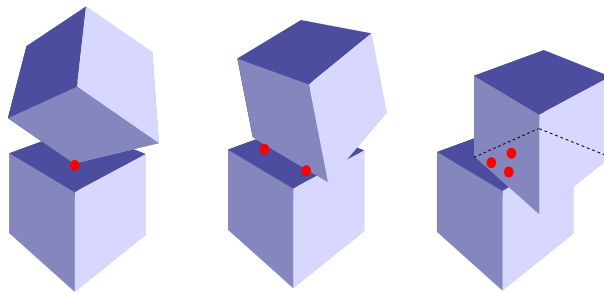


FIGURE 1.18 – *Typologie des contacts : contacts simples, doubles et triples.*

1.4.4 Texture granulaire

La texture peut être définie comme l'organisation des particules et de leurs contacts dans l'espace. Nous pouvons caractériser l'assemblage à partir de l'identification de sa géométrie locale, de la compacité, du nombre de coordination et de l'anisotropie.

Géométrie locale

A l'échelle d'un contact, nous pouvons définir les variables qui vont intervenir dans la géométrie locale. Un schéma en repère local en 2D est présenté dans la figure 1.19. Le vecteur branche est représenté par $\vec{l}$, il relie les deux centres des particules, $\vec{c}$ correspond au vecteur des contact (entre les centres et les contacts) et $\vec{n}$ est la normale au contact.

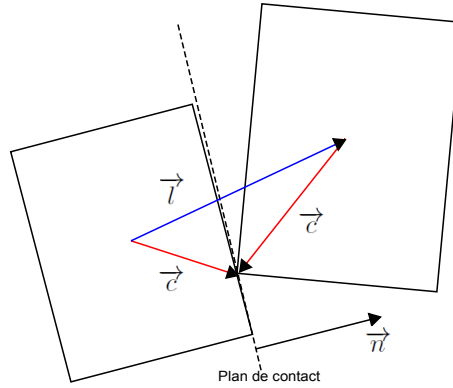


FIGURE 1.19 – Géométrie locale du contact.

Compacité et état de compaction

La compacité est la fraction ρ du volume du matériau occupée par les particules solides. La porosité est par définition $1 - \rho$ et l'indice de vides $e = (1 - \rho)/\rho$. Dans un modèle 2D de grains, ρ représente l'aire des particules rapportée à celle du matériau. Une collection de disques identiques dans le plan a pour compacité maximale celle du réseau triangulaire (appelé parfois hexagonal), qui vaut :

$$\rho_{max} = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \simeq 0.91 \quad (1.10)$$

La compacité maximale d'un assemblage de sphères de même taille correspond à un réseau hexagonal compact ou cubique face centrée. Elle est de l'ordre de 0.74. Or, en l'absence d'interactions de longue portée entre particules, un assemblage 3D de sphères dures est génériquement désordonné. On parle alors d'un arrangement de type aléatoire (*Random close packing RCP*) [87, 5, 95]. Pour ce type d'assemblages, on atteint la valeur maximale $\rho_{max} \simeq 0.64$ et pour les empilements les moins denses (*Random loose packing RLP*) on trouve des valeurs de l'ordre de $\rho_{max} \simeq 0.55$.

Nombre de coordination

Le nombre de coordination z est le nombre moyen de contacts par grain. Le nombre de coordination z est l'équivalent de la compacité pour le réseau de contact, car il donne une information scalaire sur la densité du réseau de contacts et sa connectivité. Pour un assemblage 2D de disques de même taille, le nombre de coordination atteint la valeur maximale $z = 6$. Pour un réseau cubique faces centrées en 3D la valeur maximale est $z = 12$.

Anisotropie et tenseurs de texture

Soumis aux sollicitations, les matériaux granulaires présentent des orientations de contacts privilégiées. Les normales aux plans de contact $\vec{n}$ tendent généralement à suivre la direction principale majeure du tenseur de contrainte (fig 1.20). En 2D, la distribution $P(\theta)$ des orientations θ des normales au contact peut être déterminée à l'aide d'expériences ou de simulations numériques [85, 117]. La fonction P étant π -périodique, elle peut être approximée par un développement de Fourier tronqué :

$$P(\theta) \simeq \frac{1}{\pi} [1 + a \cos 2(\theta - \theta_c)] \quad (1.11)$$

où a est l'anisotropie du réseau des contacts, laquelle varie entre 0 (pour un milieu isotrope) et 1. L'angle θ_c définit l'orientation privilégiée des contacts. En pratique, l'anisotropie a peut être calculée à l'aide du tenseur de fabrique (ou de texture) $\mathbf{F}$ définie par :

$$\mathbf{F}_{\alpha\beta} = \frac{1}{\pi} \int_0^\pi n_\alpha(\theta) n_\beta(\theta) P_\theta(\theta) d\theta \equiv \frac{1}{N_c} \sum_{c \in V} n_\alpha^c n_\beta^c \quad (1.12)$$

où α et β sont les composantes dans le repère de référence et N_c est le nombre total de contacts dans un volume V . Il est facile de montrer que l'anisotropie est donnée par :

$$a = 2(F_1 - F_2) \quad (1.13)$$

où F_1 et F_2 sont les valeurs propres du tenseur de texture. Pour un système 3D, le calcul de l'anisotropie se réalise à partir des valeurs propres du tenseur de fabrique $\mathbf{F}$, donnant [117, 85, 14] :

$$a = \frac{5 F_3 - F_1}{2 \operatorname{tr} \mathbf{F}} \quad (1.14)$$

Distribution des efforts

La distribution des contraintes à l'intérieur d'un système granulaire est très hétérogène. Les forces se présentent sous la forme d'un réseau avec des rangées de particules qui supportent des forces plus élevées que la force moyenne. Ces « chaînes de forces » s'étendent

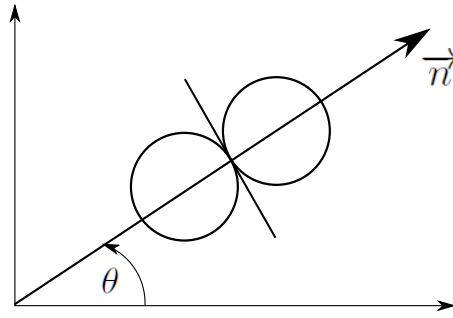


FIGURE 1.20 – Représentation de l'orientation du contact en 2D

sur plusieurs diamètres révélant ainsi une échelle de longueur mésoscopique plus importante que la taille des particules.

L'étude statistique montre que la densité de probabilité des forces normales f_n se met à l'échelle avec la force moyenne $\langle f_n \rangle$ [97, 105, 78]. Elle peut être approximée par une fonction en loi de puissance pour les forces faibles (inférieures à la force moyenne) et une exponentielle décroissante pour les forces fortes (supérieures à la force moyenne) :

$$\begin{cases} P(f_n) \propto e^{-\alpha f_n / \langle f_n \rangle} & \text{si } f_n > \langle f_n \rangle, \\ P(f_n) \propto (f_n / \langle f_n \rangle)^{-\beta} & \text{si } f_n < \langle f_n \rangle \end{cases} \quad (1.15)$$

Pour un assemblage de sphères à l'équilibre, les valeurs approximatives des paramètres sont $\alpha \simeq 1.4$ et $\beta \simeq 0$.

Les directions privilégiées des contacts entre les deux réseaux faible et fort de contacts sont perpendiculaires l'une à l'autre [104]. Le réseau fort supporte presque la totalité de la contrainte déviatorique ; les chaînes de forces qui stabilisent le système font partie de ce réseau. Le réseau faible représente environ 60% des contacts, ayant pour rôle le confinement des chaînes de forces qui supportent le réseau fort et la dissipation par frottements dû aux glissements.

1.4.5 Relation contrainte-texture

Moments internes et tenseur de contrainte

Le tenseur des contraintes dans un milieu granulaire prend la forme d'une moyenne statistique prenant en compte tous les contacts à l'intérieur d'un volume déterminé. Une méthode simple pour obtenir l'expression du tenseur de contrainte à partir des forces de contact consiste à définir d'abord le moment tensoriel M^i d'une particule i [74, 124] :

$$M_{\alpha\beta}^i = \sum_{c \in i} f_{\alpha}^c r_{\beta}^c \quad (1.16)$$

où f_{α}^c est la composante α de la force exercée au point c sur la particule i et r_{β}^c est la composante β du vecteur position de ce contact. On peut montrer que le tenseur des contraintes

$\sigma_{\alpha\beta}$ est la densité de moments ainsi définis de toutes les particules :

$$\sigma_{\alpha\beta} = \frac{1}{V} \sum_{i \in V} M_{\alpha\beta}^i \quad (1.17)$$

En partant de cette expression générale, on arrive à l'expression suivante en prenant le centre de chaque particule comme l'origine des coordonnées pour le calcul de son moment :

$$\sigma_{\alpha\beta} = \frac{1}{V} \sum_{c=1}^{N_c} f_{\alpha}^c l_{\beta}^c = n_c \langle f_{\alpha} l_{\beta} \rangle \quad (1.18)$$

où N_c est le nombre total de contacts, $n_c = N_c/V$ est la densité numérique des contacts et l_{β}^c est le vecteur branche reliant les centres des deux particules. Remarquons que dans cette expression la sommation porte sur tous les contacts et chaque force de contact n'intervient qu'une fois dans la somme.

1.4.6 Rhéologie des milieux granulaires

Les déformations du milieu sont représentées par un tenseur de déformation ε , et les contraintes par un tenseur σ . La rhéologie quasi-statique est caractérisée par la réponse incrémentale du milieu en déformations et contraintes au chargement incrémental imposé au matériau dans des conditions aussi homogènes que possible. En 2D, on définit le déviateur des contraintes $q = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ et la contrainte moyenne $p = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ avec σ_1 et σ_2 les valeurs propres du tenseur σ . De même, on définit la déformation de cisaillement $\varepsilon_q = \varepsilon_1 - \varepsilon_2$ et la déformation volumétrique $\varepsilon_V = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$, avec ε_1 et ε_2 les valeurs principales du tenseur ε [112]. Une propriété majeure des milieux granulaires est que toutes les contraintes et les forces au contact varient proportionnellement à p [133]. Ainsi, le paramètre de contrainte de cisaillement est le rapport q/p .

En 3D, la contrainte déviatorique normalisée est définie par :

$$\frac{q}{p} = \frac{\sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}} \quad (1.19)$$

Lorsqu'un milieu granulaire est soumis à des déformations suffisamment faibles, le comportement est élastique. Quand la déformation dépasse un seuil extrêmement petit (de l'ordre de 10^{-5}), le comportement est plastique en raison de la mobilisation du frottement entre grains et des réarrangements de la structure granulaire. Ces déformations vont mener à la rupture, soit suivant un plan unique (localisé), soit par addition de ruptures plus petites (diffuses).

Lors de la caractérisation du comportement d'un matériau granulaire avec un test triaxial, q augmente à partir de zéro (état isotrope), tandis que $\sigma_2 = \sigma_3$ restent constantes et égales à la pression p_0 de confinement. Pour un système initialement dense, le déviateur q passe par

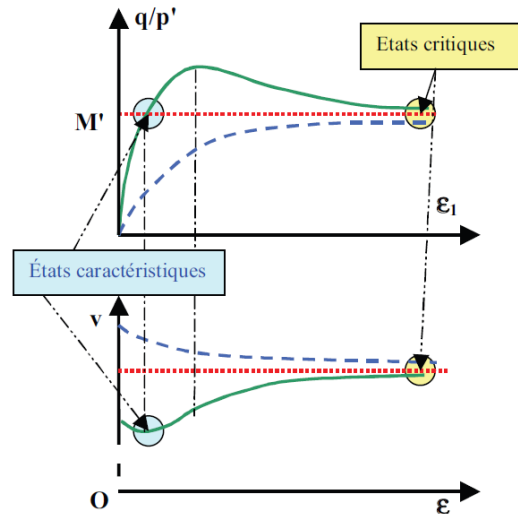


FIGURE 1.21 – Évolution du déviateur q normalisé par p en fonction de la déformation axiale ε_1 pour un matériau dense et lâche. En bas, évolution de la déformation volumique ε_V en fonction de ε_1 .

un maximum (typiquement pour ε_a de l'ordre de 5 %, on parle du pic du déviateur) avant de rejoindre un plateau à grande déformation (fig. 1.21).

Si l'état initial est plus lâche, la courbe est monotone croissante et rejoint le même plateau plastique. On mesure également le changement de volume de l'échantillon. Après une phase initiale contractante, le matériau dense se dilate, tandis que le matériau lâche continue à diminuer de volume. Au plateau plastique, on a la même compacité quelle que soit l'état initial. Cet état que les différents échantillons rejoignent après une déformation assez grande est appelé *état critique*.

L'état caractéristique sépare la région contractante de celle dilatante. A l'état caractéristique, le matériau présente une variation de volume nulle et $q/p = M$, où M caractérise la valeur de contrainte à la rupture. Cette valeur correspond à la pente de la droite qui passe par l'origine du plan $p - q$, qui vaut $M = 6 \sin \varphi / (3 - \sin \varphi)$. La rupture correspond à l'état pour lequel le critère de plasticité est satisfait : $q_{max} = Mp$.

On peut résumer le comportement quasi-statique pour un cisaillement monotone par les propriétés suivantes :

- La dilatance, caractérisée souvent par un angle de dilatance ψ , défini par :

$$\sin \psi = -\frac{\dot{\varepsilon}_p}{\dot{\varepsilon}_q} \quad (1.20)$$

où $\dot{\varepsilon}_p$ et $\dot{\varepsilon}_q$ sont respectivement le taux de déformation volumique et déviatorique. Le signe négatif assure qu'une dilatation fournit un angle de dilatance positif.

- La résistance au cisaillement q/p , également caractérisée par un angle appelé angle de frottement interne φ du matériau défini par :

$$\sin \varphi = \frac{q}{p} \quad (1.21)$$

En mécanique des sols, on s'intéresse généralement à la valeur de φ au pic et à l'état critique. De même, on détermine ψ au pic, sachant que la valeur de ψ dans l'état critique est nul (ce qui correspond à un écoulement plastique sans changement de volume). L'existence d'un angle de frottement interne maximal ou résiduel, correspond au critère classique de Mohr-Coulomb. Le critère de Mohr-Coulomb correspond à un cône dans l'espace des contraintes. Pour représenter l'état des contraintes et le critère de Mohr-Coulomb, on considère un plan Π d'orientation n dans le milieu (fig 1.22). Les contraintes appliquées agissant sur ce plan sont σ_n et σ_t .

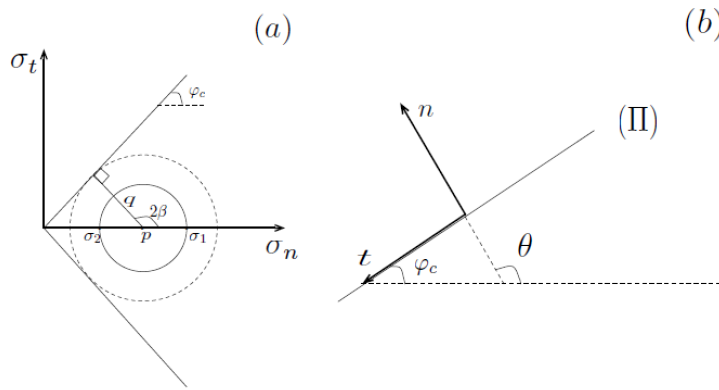


FIGURE 1.22 – a) Cercle de Mohr : le cercle représente l'ensemble des états de contrainte (σ_n, σ_t) stables. φ_c est l'angle de frottement interne à l'état critique. b) Plan de glissement [11].

Les contraintes normale et tangentielle, σ_n et σ_t varient avec la direction de $\vec{n}$ (fig 1.22). L'ensemble des états de contraintes pour différentes directions de $\vec{n}$ est représenté par le cercle de Mohr de rayon $q = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ et centré sur le point $\sigma_n = p$ et $\sigma_t = 0$ (état isotrope); (fig 1.22). Sur le même plan, le critère de Mohr-Coulomb est représenté par un cône dont le sommet est situé à l'origine (dans le cas non cohésif) et fait un angle φ avec l'axe σ_n . Il s'agit de l'angle de frottement interne maximal ou résiduel.

1.4.7 Matériaux granulaires vibrés

Lors de la réalisation d'un test triaxial cyclique sur des milieux granulaires, on peut constater que la déformation dans les premiers cycles de chargement est plus importante que dans le reste du chargement (fig. 1.23). Après ces premiers cycles, les déformations sont plus régulières et plus faibles ; chaque cycle est contractant ou dilatant en moyenne suivant que la contrainte moyenne $q_{moyenne}$ est située en dessous ou au dessus de la droite $q = Mp$ de l'état caractéristique.

La contrainte maximale atteinte q_{max} joue le rôle de paramètre de mémoire, car si l'on augmente l'amplitude du cycle, on voit une variation significative dans la courbe contrainte-

déformation. Si $q/p < M$, la déformation axiale tend à se stabiliser et la compacité converge aussi, après un certain nombre de cycles.

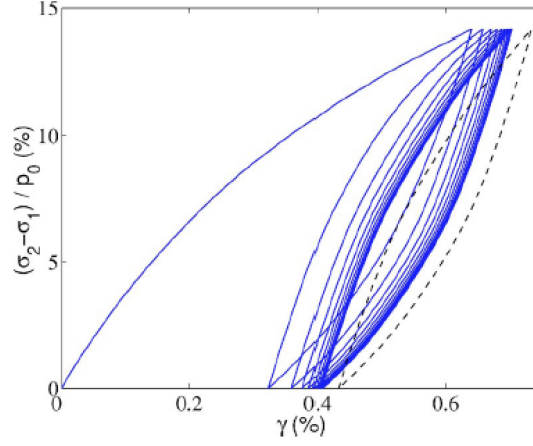


FIGURE 1.23 – Représentation du chemin contrainte-déformation pendant le chargement cyclique. On constate la présence d'une hystérésis dans la réponse [41].

Sous les chargements cycliques, les matériaux granulaires expérimentent une augmentation progressive de leur compacité ρ . Cette augmentation progressive de la densité, entraîne une augmentation de la raideur du matériau. La réponse mécanique du système est fonction de la compacité actuelle $\rho(t)$ et de l'amplitude du chargement. Le niveau d'amplitude du chargement $\Delta q/p$ influence le comportement du matériau : pour des valeurs faibles du déviateur des contraintes, le matériau tend à se densifier, alors que pour des valeurs élevées de q/p , ces matériaux se dilatent.

Le taux de déformation mesuré diminue en fonction du nombre de cycles, la déformation cumulée augmente, mais le gain sur chaque cycles est de moins en moins important. Ce processus de densification cyclique influence les propriétés de résistance et de raideur du matériau.

L'augmentation progressive du niveau de compacité est bien caractérisée par la loi de relaxation de la compaction [60, 17, 84, 108, 109]. Cette loi, obtenue expérimentalement pour des billes de verre mono-disperses et sur des matériaux anisotropes, prend la forme suivante :

$$\rho(N) = \rho_\infty \frac{\rho_\infty - \rho_0}{1 + B \ln(1 + \frac{N}{N_0})} \quad (1.22)$$

où ρ_∞ est la compacité asymptotique et ρ_0 est la compacité initiale. B et N_0 sont les paramètres du modèle qui dépendent du matériau et de l'intensité de la vibration (Γ) pendant une impulsion ou *tapping*.

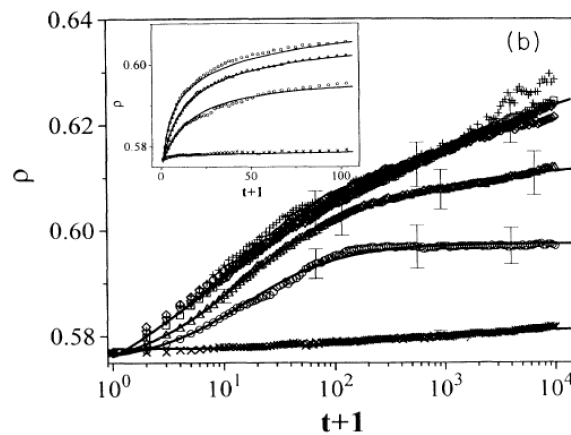


FIGURE 1.24 – Évolution de ρ en fonction du nombre de « tapping » [60].

1.5 Problématique et démarche proposée

1.5.1 Problématique industrielle

Comme nous l'avons vu dans les sections précédentes, les matériaux granulaires constituent une composante essentielle de l'infrastructure ferroviaire. Le ballast permet d'assurer la stabilité des voies et facilite les opérations de maintenance.

Pour la SNCF, la première préoccupation est de conserver une bonne qualité de la voie afin d'assurer la sécurité des circulations et le confort de voyageurs. L'augmentation de la vitesse commerciale sur les nouvelles lignes accélère la dégradation de l'infrastructure et de ses constituants. L'apparition de défauts de voie entraîne des opérations de maintenance comme le bourrage qui peuvent ralentir la vitesse de circulation. Le coût des opérations de maintenance étant important, une meilleure compréhension du comportement de la voie est un des enjeux prépondérants à l'heure actuelle. Or la dégradation de cette infrastructure est évaluée en terme de dégradation de la géométrie de la voie, dont l'origine est imputable en partie au tassement du ballast qui la compose.

Le tassement du ballast est un phénomène étudié depuis de nombreuses années mais les mécanismes précis de cette évolution à l'échelle des grains restent encore mal connus. Il serait souhaitable de pouvoir prédire ce tassement à partir du développement d'un modèle qui prenne en compte l'état initial de la voie et les sollicitations auxquelles elle est soumise.

1.5.2 Démarche proposée

A partir de l'étude bibliographie développée dans les sections précédentes, nous avons identifié les facteurs les plus significatifs pour l'évolution du tassement. Ces facteurs sont : la charge, la fréquence, la raideur et l'état initial du matériau. Pour caractériser finement le phénomène du tassement du ballast, nous proposons la démarche suivante composée de deux volets :

- D’abord, la confection d’un banc d’essais à échelle réelle pour étudier l’évolution et la variabilité du tassement en fonction des différents niveaux de charge, fréquence de sollicitation, raideur de la sous-couche, en caractérisant en même temps l’état initial du matériau.
- Dans un second temps, grâce à la simulation numérique par éléments discrets, étudier à l’échelle des grains les mécanismes qui interviennent dans ce phénomène.

La mise au point d’un banc d’essais nous permet d’étudier le tassement dans un environnement contrôlé. Grâce à l’utilisation d’un plan d’expérience, nous étudions les facteurs les plus influents sur ce phénomène. Nous tentons ainsi de caractériser la réponse en termes de tassement cumulé en fonction du nombre de cycles pour une combinaison de charge, de fréquence et de raideur. L’outil que nous utilisons pour la caractérisation de l’état initial est le pénétromètre dynamique léger Panda, qui par rapport à d’autres types d’essais utilisés en reconnaissance des sols est plus performant en termes de vitesse d’exécution de l’essai et de facilité d’installation du fait de sa portabilité. Cet appareil a été aussi choisi parce qu’il a déjà été utilisé sur les lignes ferroviaires classiques pour les études de préparation aux opérations de maintenance et la possibilité de couplage avec d’autres outils tel que le géo-endoscope.

La simulation numérique par éléments discrets, quant à elle, doit nous permettre d’identifier les grandeurs mécaniques, à l’échelle micro-mécanique, qui influencent la réponse du matériau. L’intérêt de cette méthode est dans ce cas évident car ces grandeurs ne pouvant pas être mesurées expérimentalement. Nous allons étudier le tassement par la méthode de NSCD avec des grains de formes réalistes en utilisant une bibliothèque de grains digitalisés, sous chargement quasi-statique et cyclique. D’un autre côté, nous allons modéliser le phénomène d’enfoncement d’une tige dans un milieu granulaire grossier dans le but de clarifier la pertinence des mesures mécaniques obtenues avec le pénétromètre Panda dans les grains de ballast.

Les résultats obtenus à partir de l’approche expérimentale et de la simulation numérique nous permettront de construire un modèle prédictif de l’évolution du tassement en fonction du nombre de cycles. Finalement, nous testerons la validité du modèle proposé sur une voie ballastée.

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié les aspects généraux concernant la structure du ballast et le comportement de la voie ferrée.

Les enjeux techniques et économiques liés aux opérations de maintenance pour la correction des défauts dus à la dégradation géométrique de la voie sont importants. Dans les dernières années, l’augmentation de la vitesse de circulation sur LGV a générée une dégradation géométrique accélérée de la voie. Une maintenance optimisée de la voie ballastée est devenue indispensable, notamment avec cette dégradation accélérée. Afin d’optimiser les opérations de maintenance, il est nécessaire de développer un modèle d’évolution de prédiction de l’incrément du tassement à partir de l’exploitation de mesures obtenues sur le terrain ; afin d’aboutir à la mise en place d’un processus de maintenance prédictive.

Les études expérimentales et numériques développées dans les dernières années ont mis en évidence les facteurs les plus significatifs intervenants dans ce phénomène. Ces facteurs sont la fréquence de sollicitation (qui est liée à la vitesse de circulation des trains), la charge à l'essieu, la raideur de la sous-couche et l'état initial du matériau. Les études expérimentales nous ont permis d'identifier trois phases dans l'évolution du tassement du ballast : une première phase avec un tassement important pour les premiers cycles, laquelle correspond à la compaction initiale du matériau. Ensuite, on peut observer une deuxième phase avec une évolution du tassement de type logarithmique où l'incrément du tassement décroît avec le nombre de cycles. Finalement, on peut caractériser une troisième phase avec une stabilisation très lente et linéaire du tassement.

Les études rapportées dans la littérature sur l'évolution du tassement utilisent une approche de type empirique, à partir de la réalisation d'essais en laboratoire. Les différents modèles obtenus à partir de ces démarches expérimentales décrivent différentes phases dans l'évolution du tassement, mais à l'heure actuelle, il n'y a pas de modèle qui caractérise l'évolution globale du tassement au cours d'un chargement cyclique. Ceci est dû en fait au caractère particulier de chaque étude : conditions limites peu représentatives, dimensions des échantillons, etc. La plupart de ces modèles ont été obtenus grâce à l'utilisation de l'appareil triaxial, lequel est réalisé sous conditions d'essai idéalisées. Les configurations utilisées dans ces expériences ne sont pas représentatives de la configuration ferroviaire, ce qui génère un biais par rapport aux résultats et empêche la généralisation d'un modèle unique. Il est donc nécessaire d'utiliser d'un côté une configuration ferroviaire réelle pour l'étude de l'évolution du tassement et la conception d'un modèle prédictif de ce phénomène, afin d'être le plus représentatif/ réaliste possible. D'un autre côté, il est indispensable de développer une étude sur les mécanismes qui interviennent dans le phénomène du tassement car malgré le développement de plusieurs modèles de tassement pour le ballast, ces mécanismes restent méconnus.

L'utilisation de la modélisation discrète a été validée sur différents travaux développés sur le milieu ferroviaire. Elle permet d'étudier les paramètres micromécaniques du milieu granulaire et leurs évolutions avec le tassement. Ces études permettent de mieux identifier les paramètres à l'échelle des grains qui pilotent le comportement du ballast, sous chargement statique et cyclique.

La variabilité de la réponse lors de l'évolution du tassement, n'a pas été traitée dans les études développées sur le comportement du ballast. Cette variabilité est induite par les fluctuations des efforts statiques et dynamiques appliqués sur la voie et à la sensibilité du matériau, en terme d'arrangement des particules, qui se traduit par une variabilité intrinsèque du tassement du ballast au long de la voie. La proposition d'un modèle de tassement nécessite d'inclure cette variabilité, exprimée par un fuseau de variabilité autour du comportement moyen. Il est indispensable d'identifier la variabilité et son ordre de grandeur dans la réponse du ballast, en terme du tassement.

CHAPITRE 2

Identification expérimentale d'une loi de tassement

2.1 Introduction

L'objectif principal de ce travail est de proposer un ou des indicateurs mécaniques permettant de prédire l'évolution et l'amplitude du tassement absolu d'une voie sous chargement. Le tassement différentiel étant une problématique majeure, nous nous attacherons à quantifier la variabilité et identifier les facteurs les plus importants.

On présente dans cette partie la démarche proposée pour étudier le phénomène et les résultats des analyses sur les tendances globales des essais en fonction des différents paramètres testés. Nous proposons également une étude du comportement du ballast ferroviaire dans une configuration de couche mince soumise à différentes charges et fréquences de sollicitation.

Dans ce chapitre, on présente tout d'abord la conception du plan d'expérience adopté pour étudier le tassement. Ensuite, nous exposerons la démarche suivie pour la réalisation des expériences au laboratoire et les résultats expérimentaux obtenus. À partir de ces résultats nous établirons une loi de tassement du ballast pouvant être utilisable dans le modèle phénoménologique que nous proposons. Les paramètres de ce modèle et les liens entre ces paramètres avec l'état initial et les sollicitations de la voie ballastée seront discutés. Finalement, nous proposerons un protocole d'estimation du tassement.

2.2 Démarche expérimentale : proposition d'un plan d'expérience

L'objectif de l'utilisation d'un plan d'expérience est ici de caractériser, à l'aide d'indicateurs mécaniques, l'évolution du tassement du ballast lors d'un chargement cyclique. Pour cela, nous allons quantifier l'influence de la fréquence de sollicitation, de la charge verticale (qui représente la charge mesurée sous traverse, appliquée par les essieux) et de la raideur de la sous-couche (qui sont les facteurs de l'étude) sur le tassement (la réponse de l'étude) de la couche de ballast lors de la réalisation d'essais cycliques à grand nombre de cycles.

Ces grandeurs ont une influence très importante sur l'évolution du tassement [45]. La fréquence est un facteur important dans le phénomène du tassement du fait de l'existence d'une accélération critique, au-delà de laquelle le massif granulaire se désorganise (fluidisation) [20]. La raideur de la sous-couche quant à elle, influence la rigidité globale de ce système multi-couches [59, 6]. Nous considérons dans notre étude, à différence des études précédentes réalisées dans le même domaine [122, 46, 45, 49, 125, 59, 20, 6, 58, 50], l'effet de la variabilité de la réponse sur plusieurs expériences réalisées pour la même combinaison des facteurs. Ainsi, nous pourrions identifier un fuseau de variabilité du tassement, en établissant les bornes inférieures et supérieures de celui-ci.

D'une manière générale, la grandeur considérée (ici le tassement du ballast) peut être écrite comme une fonction des paramètres :

$$y = f(x_1, x_2, x_3) \quad (2.1)$$

où

- y est la grandeur à laquelle nous nous intéressons. Cette grandeur qu'on appellera **réponse**, sera pour notre étude le tassement de la couche de ballast.

- les x_j sont les variables sur lesquelles nous allons agir (la charge verticale, la fréquence de sollicitation et la raideur de la sous-couche). Ces variables seront appelées **facteurs** dans notre étude. La formulation d'un plan d'expérience nous permettra d'étudier l'influence d'un grand nombre de facteurs sans multiplier exagérément le nombre des essais [44].
- f est la fonction qui prend en compte le mieux possible les variations de la réponse en fonction des différentes valeurs des facteurs x_j .

Afin d'optimiser le nombre d'essais pour étudier nos facteurs, nous définirons les valeurs limites à étudier, en limitant le nombre de valeurs à prendre dans ces intervalles. On définit une valeur inférieure et une valeur supérieure. Ainsi les variations de nos facteurs seront limitées par deux bornes. La borne inférieure est appelée **niveau bas** et la borne supérieure, **niveau haut**. On attribue au niveau bas la valeur -1 et au niveau haut la valeur +1. Ceci représente la création des coordonnées centrées réduites, où nous avons déplacé l'origine des mesures, de manière à présenter notre plan d'expérience d'une manière beaucoup plus générale lors de l'étude des facteurs et de l'analyse des résultats. Dans le tableau 2.1 sont représentées les valeurs limites pour chacun des facteurs étudiés, auxquelles on fera correspondre les niveaux -1 et +1.

Pour la réalisation des essais, nous avons choisi de prendre les valeurs 48.5, 59.7 et 68.1 kN pour la charge verticale, qui correspondent aux valeurs minimale, moyenne et maximale des charges verticales sollicitant une voie ferrée, mesurées sous un blochet lors du passage d'un train. De la même manière, pour la fréquence nous avons choisi les valeurs 3.3, 4.5, 5.4 et 6 Hz, qui correspondent respectivement aux vitesses de sollicitation de 220, 300, 360 et 400 km/h. Pour la sous-couche, nous avons fait le choix d'étudier que deux valeurs de rigidité (niveau bas et niveau haut) avec une élasticité équivalente de 12 et 500 MPa. Pour les calculs de l'influence des facteurs et de leurs interactions, nous ne prenons que les niveaux -1 et +1.

DOMAINE DE L'ETUDE			
	Raideur (MPa)	Charge Verticale (kN)	Fréquence (Hz)
Niveau -1	12	48.5	3.3
Niveau +1	500	68.1	6

TABLE 2.1 – *Domaine de l'étude*

Pour l'analyse des résultats, nous devons établir tout d'abord un modèle mathématique pour nos 3 facteurs : charge appliquée, fréquence de sollicitation et raideur de la sous-couche. En prenant en compte l'état initial mécanique du matériau avant le chargement cyclique, nous serons en mesure d'estimer à partir d'un modèle analytique, d'une part l'influence de chaque facteur de sollicitation sur la réponse et, d'autre part, le fuseau de variabilité des tassements en fonction de la variation de nos facteurs.

2.3 Essais de tassement

La méthodologie proposée s'appuie sur une étude expérimentale du tassement à l'aide d'un dispositif mis au point au sein du Centre d'Essais et d'Expertises de la SNCF permettant

de modéliser le chargement vertical d'une voie sur un châssis de voie et de caractériser l'état initial avec un outil d'auscultation.



FIGURE 2.1 – *Représentation de la portion de voie à étudier.*



FIGURE 2.2 – *Le banc d'essais.*

2.3.1 Mise au point du dispositif expérimental

Le banc d'essais reproduit à échelle réelle une portion de voie ballastée entourant 2 traverses monobloc en béton (fig. 2.2). Ce dispositif expérimental est constitué d'un coffrage en bois de dimensions 4.11 m par 1.5 m. Nous avons utilisé deux configurations pour étudier l'effet de la sous-couche : soit avec une sous-couche « rigide » constituée d'une plaque en bois agglomérée de 20 mm d'épaisseur avec une élasticité de 500 MPa ; soit avec une sous-couche « souple » avec un tapis de caoutchouc d'épaisseur de 20 mm, qui a une raideur statique comprise entre 0.064 et 0.142 N/mm³, ce tapis permet de simuler l'élasticité de la sous-couche avec un module d'élasticité équivalent E de 12.2 MPa.

Pour le calcul de l'élasticité du tapis qui simule notre sous-couche en contact avec le ballast, nous avons utilisé une approche simple à partir d'une loi de comportement parfaitement élastique. Tout d'abord, nous avons considéré que la zone chargée du tapis subit une déformation uniforme, ce qui nous permet en utilisant la formule de *Boussinesq* [63, 37], d'exprimer la déformation élastique du tapis :

$$V_{tapis} = \frac{e_{tapis}}{E_{tapis}} p \quad (2.2)$$

où V_{tapis} est la déformation élastique du tapis, e_{tapis} est l'épaisseur du tapis, E_{tapis} est le module de Young et p est la pression sur le tapis.

D'autre part, le déplacement à la verticale du centre d'une semelle rectangulaire au niveau du sol, à une profondeur donnée, est donné par [63] :

$$V_0 = \frac{2KBp(1 - \nu^2)}{E_{sol}} \quad (2.3)$$

où V_0 est le déplacement vertical au centre de la semelle, K est le facteur de forme [37], B est la largeur de la semelle, ν est le coefficient de Poisson et E_{sol} est le module de Young de la sous-couche.

En considérant notre traverse monobloc comme une semelle rectangulaire et le tapis comme une sous-couche élastiquement déformable, nous pouvons supposer que V_{tapis} et V_0 sont égaux. On en déduit :

$$E_{tapis} = \frac{e_{tapis}E_{sol}}{2KB(1 - \nu^2)} \quad (2.4)$$

Nous obtenons de cette manière un module d'élasticité équivalent de 0.44 MPa. Si nous calculons le rapport entre le module d'élasticité et la raideur statique, pour un tapis d'épaisseur 20 mm, nous obtenons des raideurs statiques de 0.07 N/mm³ et de 0.14 N/mm³ pour la sous-couche pour simuler un module de 12.2 MPa.

Entre ce tapis et la face inférieure de la traverse est incorporée une épaisseur de ballast de 400 mm. Cette valeur d'épaisseur correspond à la valeur moyenne de l'épaisseur de la couche de ballast sain sous traverse sur une ligne à grande vitesse. La granulométrie du ballast utilisé dans les essais est conforme à celle proposée par la norme française NF EN 13450 [3].

Le banc d'essais est constitué de deux traverses monobloc type M450 de dimensions 2.42 m de longueur par 0.29 m de largeur et d'une hauteur maximale de 0.26 m. Leur poids est d'environ 280 Kg. Le châssis est composé de deux morceaux de rail de longueur 500 mm attachés par des tirants en acier M24. Ces rails sont de type UIC60 et pèsent 167 kg. Nous obtenons pour l'ensemble des 2 traverses avec le châssis, un poids total de 725 kg (fig. 2.3). Pour assurer la stabilité due à l'application des charges sur les 2 traverses, les chargements sont appliqués par un vérin vertical par l'intermédiaire d'une poutre de répartition appuyée sur les rails. Les efforts verticaux sont équirépartis sur chaque traverse grâce au centrage du vérin.

Une deuxième couche de ballast d'une épaisseur de l'ordre de 200 mm est déposée autour des traverses afin de compléter le modèle de voie et de constituer un profil renforcé de ballast (fig. 2.4).

Le chargement appliqué est un signal représentatif de la sollicitation imposée par les bogies lors du passage d'un train. Celui-ci est de type sinusoïdal, avec une magnitude maximale définie à partir de l'analyse des pics du signal enregistré lors du passage d'un TGV. Ce signal a la forme suivante :

$$F = F_{cte} + F_A \cos(\omega t + \phi) \quad (2.5)$$

où F est la force appliquée sur le ballast, F_{cte} est la force constante, F_A est l'amplitude du chargement appliqué, $\omega = 2\pi f$ (où f est la fréquence) et ϕ est l'angle de déphasage. Ce signal considère le poids de l'ensemble rail et traverse.

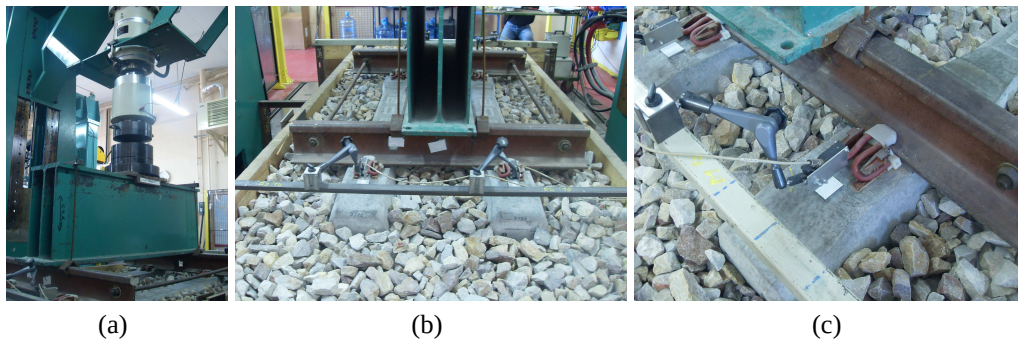


FIGURE 2.3 – a) Le vérin hydraulique pour l'application du chargement, b) Châssis composé par 2 traverses monobloc, rail et poutre de répartition des charges, c) Capteur optique pour la mesure du déplacement de la traverse.

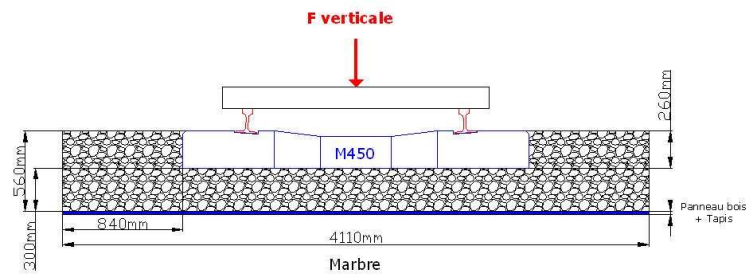


FIGURE 2.4 – Profil du ballast.

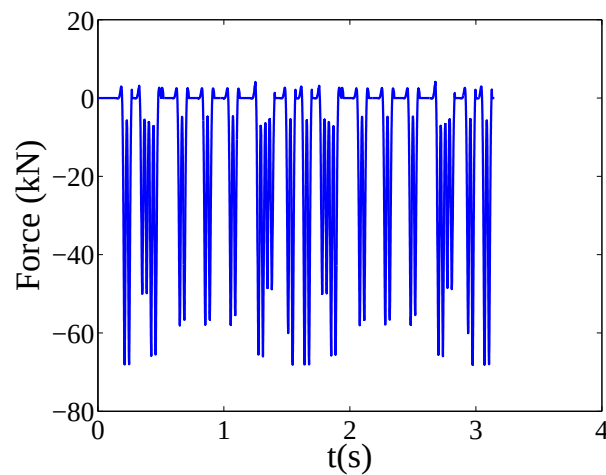


FIGURE 2.5 – Le signal de force enregistré lors du passage d'un TGV

Le niveau maximal du chargement utilisé pendant les expériences a été défini à partir des valeurs de charge enregistrées sous le blochet lors du passage d'un train sur la voie (fig. 2.5).

L'utilisation de cette démarche nous permet d'obtenir un signal homogène et représentatif du signal réel, en prenant en compte ses fluctuations. La valeur moyenne de ce signal est de 59.7 kN. Les valeurs de pic du signal sinusoïdal de chargement à appliquer sur chaque extrémité des traverses sont de 48.5, 59.7 et 68.1 kN, qui correspondent aux pics mesurés sur voie. Les valeurs de charges du vérin sont multipliées par 4 pour tenir compte du fait que l'essai est effectué avec deux traverses. La force maximale du pic du signal à appliquer par le vérin sur les deux traverses est donc respectivement de 194.2, 239.8 et 272.4 kN.

Afin d'analyser l'influence de la fréquence de sollicitation sur l'évolution du tassement, nous avons choisi d'appliquer les valeurs de fréquence suivantes : 3.3, 4.5, 5.4 et 6 Hz (valeurs correspondant aux vitesses de sollicitation de 220, 300, 360 et 400 km/h). Ce chargement a été effectué sur une durée de 10000 cycles afin de pouvoir effectuer plusieurs répétitions des essais et d'étudier ainsi la variabilité de la réponse. Les déplacements verticaux (tassements) sont mesurés sur chaque traverse grâce à l'utilisation de capteurs optiques sans contact. Ceci nous permet d'obtenir l'évolution du tassement sous chaque extrémité de traverse.

2.3.2 Protocole de préparation

On peut résumer la procédure utilisée pour chaque série d'essais selon les étapes suivantes.

1. Tout d'abord, on commence par remplir le banc d'essai avec du ballast. Il faut ensuite régler la hauteur du châssis pour avoir une épaisseur de ballast sous la traverse de 400 mm. Ensuite, l'ensemble traverse, rails et poutre de répartition sont mis en place. Le banc d'essai est complété de ballast sur une hauteur de 200 mm environ, lequel est mis autour des traverses. Enfin, les capteurs de déplacement sont installés.
2. On applique ensuite 5 chargements quasi-statiques en forme de rampes (avec une vitesse d'application de la charge de 2 kN/s). Pour ce chargement, on commence avec 10 kN jusqu'à la charge maximale du vérin pour l'essai (194, 239 ou 272 kN) en enregistrant les déplacements verticaux. Cette étape a pour objectif de stabiliser le ballast sous les traverses pour simuler le passage de la bourreuse et du stabilisateur dynamique utilisés sur des voies en exploitation.
3. Le banc étant préparé avec l'épaisseur de couche souhaitée, il est ensuite soumis à la réalisation de 8 essais Panda avant l'application du chargement. Ces mesures seront utilisées pour identifier les paramètres initiaux de l'état mécanique de la voie modélisée.
4. Après cette étape de mise en place de la voie, le chargement cyclique est démarré avec la fréquence de sollicitation spécifiée, simulant les passages des boggies. Les déplacements verticaux sont enregistrés au moyen des capteurs optiques sans contact. Ce chargement est réalisé jusqu'à l'obtention de 10000 cycles.
5. Finalement, 8 nouveaux essais sont effectués à l'intérieur du banc d'essais de manière à obtenir les mesures finales de résistance de pointe après sollicitation (fig. 2.14).

Pour recommencer un nouveau test, nous avons relevé le châssis et remanié le ballast à la main, à l'aide d'une barre à mine, pour ensuite stabiliser le matériau avec les 5 rampes quasi-statiques et recommencer la procédure d'essai. Nous avons réalisé deux changements de la totalité du ballast en raison de l'usure du matériau en le remplaçant par du ballast neuf.

Nous avons réalisé cette série d'essais entre juin 2010 et mars 2011 au Centre d'Essais et d'Expertises de la SNCF. Le tableau 2.2 synthétise les essais réalisés, avec la charge maximale appliquée sur le vérin, la fréquence de sollicitation et les valeurs de raideur de la sous-couche, pour chaque combinaison des facteurs étudiés.

ESSAI	Charge Verticale(KN)	Fréquence (Hz)	Raideur (MPa)
D3-194	194	3.3	500
D4-194	194	4.5	500
D5-194	194	5.4	500
D3-239	239	3.3	500
D4-239	239	4.5	500
D5-239	239	5.4	500
D3-194T	194	3.3	12
D4-194T	194	4.5	12
D5-194T	194	5.4	12
D3-272	272	3.3	500
D4-272	272	4.5	500
D5-272	272	5.4	500
D6-194	194	6	500
D7-194	194	7	500
D8-194	194	8	500
D6-239	239	6	500
D7-239	239	7	500
D6-272	272	6	500

TABLE 2.2 – Récapitulatif des essais réalisés sur le banc au CEV

Chaque configuration d'essai ayant été répétée 6 fois, un total de 72 essais ont été réalisés. Il faut noter que lors de cette première campagne, la majorité des essais ont été réalisés avec une sous-couche rigide (500 MPa). Une seule série d'essais a été effectuée avec le tapis pour simuler une sous-couche déformable. Ces derniers essais seront ici marqués par un *T*.

2.4 Résultats expérimentaux

Afin de développer une analyse globale sur l'ensemble des courbes, nous avons tout d'abord caractérisé le comportement moyen pour une combinaison de facteurs (charge, fréquence, raideur) afin de pouvoir ainsi caractériser l'allure moyenne en vue d'une modélisation analytique. Sur la figure 2.6 nous pouvons voir les courbes moyennes pour chaque type d'essai réalisé. Tout d'abord, on remarque une évolution caractéristique des courbes obtenues avec une sous-couche rigide, avec la présence d'une asymptote au delà de 6000 cycles. Cette caractéristique n'apparaît pas sur les courbes obtenues avec un tapis (sous-couche déformable), lesquelles ne semblent pas atteindre un palier avant les 10000 cycles de chargement.

A première vue, il n'est pas évident d'identifier une influence notable de la charge ou de la fréquence sur l'ensemble des courbes de tassement. Par contre, on peut remarquer un effet

du remaniement du matériau en fonction du temps. Il existe un certain effet de stabilisation global du bac en fonction du temps, car on constate des tassements finaux plus importants sur les premiers essais et sur ceux réalisés après le changement du ballast. Ceci est indépendant du niveau de charge ou de la fréquence appliquée.

Nous focaliserons nos analyses sur les essais réalisés sans tapis (raideur = 500 MPa), car ils présentent moins de variabilité et des tendances plus claires en fonction des facteurs étudiés que ceux réalisés avec le tapis. Ainsi, nous analyserons principalement l'effet de la charge et de la fréquence de sollicitation sur la réponse (l'incrément du tassement) et aussi le rôle de l'état initial à partir des mesures de la résistance de pointe q_d mesurée à l'aide d'un pénétromètre Panda.

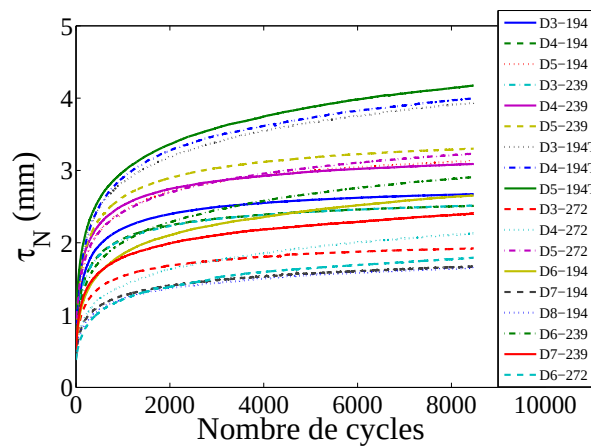


FIGURE 2.6 – Les courbes moyennes de tassement en fonction du nombre de cycles pour la totalité des essais réalisés.

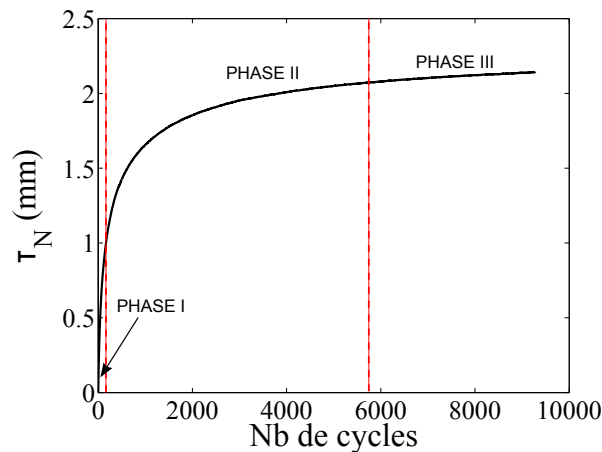


FIGURE 2.7 – Les trois phases qui caractérisent l'évolution du tassement en fonction du nombre de cycles.

Les courbes de tassement en fonction du nombre de cycles font apparaître trois phases différentes. La première phase représente la densification du ballast (fig. 2.7). Cette « densification initiale » du système est très rapide, car elle a lieu sur les 100 premiers cycles. Cette

évolution presque linéaire est liée à l'état initial et à son niveau de compacité initiale. Ensuite, entre 200 et 6000 cycles, nous constatons une évolution non linéaire de type logarithmique. Nous appellerons cette phase « comportement à moyen terme ». Dans cette phase, il se produit des réarrangements des grains sous l'effet du chargement cyclique et des vibrations qui produisent des glissements entre les grains, avec une augmentation progressive de la compacité globale du système. On peut parler d'un état métastable en raison de la recherche de l'équilibre du système soumis à des mouvements de grains ou à la formation et destruction de chaînes de forces. C'est dans cette étape que se produit la plupart du tassement du ballast.

La dernière phase représente un « comportement à long terme », observé au-delà de 6000 cycles. Dans cette partie de la courbe, le tassement suit une évolution très lente et presque linéaire en fonction du nombre de cycles. On peut attribuer ce tassement lent à des événements rares tels que des réarrangements soudains induits par l'érosion et la rupture des grains. Pour mieux voir le comportement linéaire à long terme, nous avons réalisé, pour quelques niveaux de charge et de fréquence, des essais au delà de 100000 cycles (souvent effectués le soir après les séquences à 10000 cycles). Un exemple d'essai à grand nombre de cycles est présenté sur la figure 2.8.

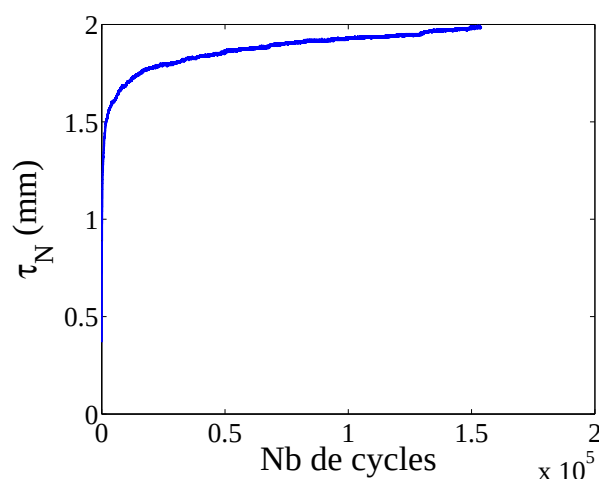


FIGURE 2.8 – Tassement en fonction d'un grand nombre de cycles.

La figure fig. 2.9 montre des exemples de courbes de réponse force-déplacement pendant dix cycles de chargement entre 40 et 50, 1000 et 1010 et puis entre 6000 et 6010 cycles. Dans ces exemples, on observe une rigidification progressive du lit de ballast qui correspond à un écrouissage ou à une évolution de la texture [91, 19, 41]. Remarquons que la déflexion élastique δ_e à la fin du chargement reste de l'ordre de 0.6 mm.

Un aspect important dans nos études est la variabilité de la réponse obtenue pour une même configuration d'essai (même fréquence, même charge) et entre les configurations testées. La figure 2.10 montre un exemple où on peut observer un fuseau de courbes pour un même niveau de sollicitation. Il est donc possible d'obtenir une courbe moyenne pour ce fuseau et une variabilité de la réponse autour de cette moyenne pour différents chargements et états initiaux.

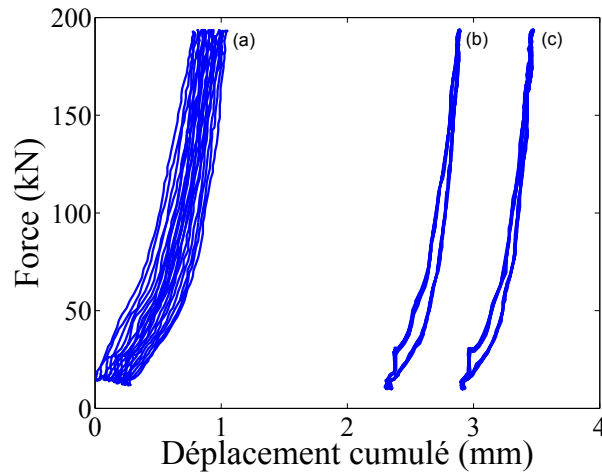


FIGURE 2.9 – Exemples de courbes force-déplacement pour les cycles 40 à 50 (a), 1000 à 1010 (b) et 6000 à 6010 (c).

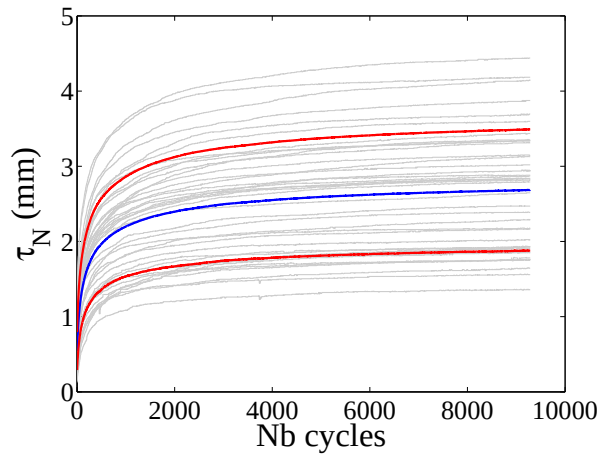


FIGURE 2.10 – L'ensemble des courbes pour une fréquence de 3.3 Hz et une charge de 194 kN. La courbe bleue montre la moyenne sur l'ensemble, et les courbes rouges les bornes supérieure et inférieure établies à partir d'un écart-type.

2.5 Caractérisation de l'état initial

L'objectif des essais pénétrométriques sur le banc d'essais est de caractériser *in situ* l'état du ballast. Il est supposé que la mesure reflète principalement la compacité locale [22, 18]. En effet, l'état initial de densité joue un rôle majeur dans l'évolution du tassement des matériaux granulaires soumis à des sollicitations cycliques [60, 17, 84]. Le chargement cyclique imposé au cours de nos essais va augmenter progressivement la compacité, et il est concevable que la résistance de pointe q_d mesurée par un pénétromètre reflète dans une certaine mesure l'évolution de la compacité au cours du chargement.

Le principe du pénétromètre dynamique léger Panda (fig 2.11) consiste à foncer à l'aide d'un marteau, par battage manuel, un train de tiges de 14 mm de diamètre muni d'une pointe

de 2 cm^2 ou 4 cm^2 . L'énergie d'impact et l'enfoncement de la pointe sont enregistrés à chaque coup pendant le battage. La résistance de pointe q_d en fonction de la profondeur est donnée par :

$$q_d = \frac{E_C}{A_p e} \frac{M}{M + P} \quad (2.6)$$

où M est la masse du marteau, P est le poids des parties entraînées lors du choc (tête de frappe, train de tiges et pointe), E_C est l'énergie fournie au système lors de l'impact avec le marteau, e est l'enfoncement par coup et A_p est la section transversale de la pointe.

Ces données enregistrées sont transférées au boîtier calculateur, appelé Terminal de Dialogue (TDD) pour éditer les pénétrogrammes et puis à un PC pour être traitées à l'aide du logiciel PANDAWIN. L'ensemble de l'appareillage pèse moins de 20 kg, ce qui permet un transport facile. Il permet d'effectuer des essais jusqu'à 6 mètres de profondeur pour les sols [4, 25, 18].



FIGURE 2.11 – Pénétrömètre dynamique Panda.

Le pénétromètre Panda se différencie des pénétromètres dynamiques classiques par le fait que l'énergie fournie est manuelle et variable. Ces deux différences en font un appareillage particulièrement adapté aux sites d'accès difficiles, puisque cela permet d'avoir un encombrement réduit, d'avoir une mise en œuvre rapide, de pouvoir adapter l'énergie fournie en fonction du terrain rencontré (possibilité d'avoir des mesures fiables même sur des terrains de faible portance et éventuellement saturés) et enfin de pouvoir réaliser des sondages dans toutes les directions (possibilité de réaliser des sondages horizontaux ou inclinés souvent intéressants dans certains ouvrages urbains tels que les tunnels). Une base de données de matériaux a été développée [25] pour déterminer la densité locale à partir de la connaissance de la classe GTR d'un matériau, de son état hydrique et de la mesure de la résistance de pointe.

Lors de l'enfoncement de la tige dans un milieu homogène, on observe deux comportements. Au début de la pénétration, la résistance à la pénétration dynamique augmente avec l'augmentation de la profondeur. A partir d'une certaine profondeur critique z_c la résistance n'évolue plus. Cette profondeur dépend de l'état de compacité du matériau, de la taille des particules et du diamètre de la pointe [4]. Le pénétrogramme obtenu peut être ainsi schématisé par une relation bilinéaire avec trois paramètres comme on peut le voir sur la figure 2.12. Ces paramètres sont la résistance de pointe en surface q_{d0} , la profondeur critique z_c et la résistance de pointe constante q_{d1} au-delà de la profondeur critique (pour les sols de surface on néglige l'effet du confinement).

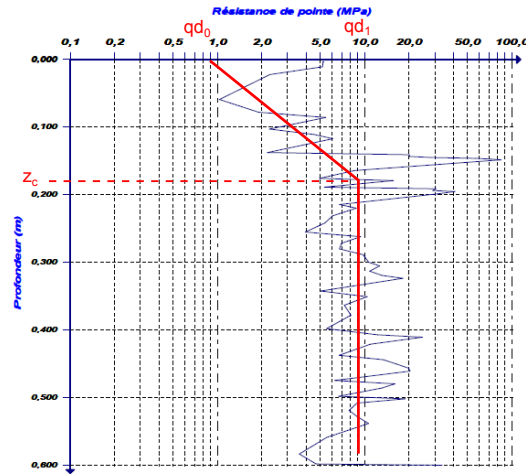


FIGURE 2.12 – Les paramètres qui caractérisent un pénétrogramme.

Par définition même de l'essai de pénétration dynamique Panda, l'énergie de battage appliquée au sol n'est pas constante et l'enfoncement pour une même résistance de pointe peut varier. En conséquence, les mesures de résistance obtenues lors de l'enfoncement de la pointe dans le ballast ne sont pas uniformément réparties sur la profondeur de sondage. Pour cette raison, on ne peut pas donner le même poids statistique à chaque mesure. Sur un même sondage (fig 2.13), sur une longueur L du pénétrogramme, on donne plus d'importance aux points avec un faible enfoncement par coup qu'aux points avec un grand enfoncement car le nombre de points de mesure est plus important dans les zones où la résistance de pointe est plus élevée. Ainsi, en vue de réaliser une étude statistique de ces mesures (valeurs de q_d), il est nécessaire de régulariser le signal enregistré par le pénétromètre.

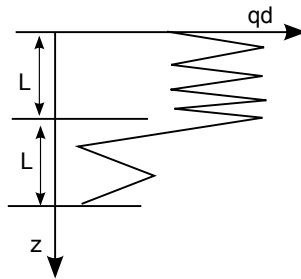


FIGURE 2.13 – Régularisation du signal pénétrométrique.

Pour cela, il est nécessaire de disposer d'une variable équirépartie sur toute la longueur L du sondage. Pour se ramener à une mesure sur un support constant, il faut donc calculer une valeur moyenne de q_d sur une fenêtre mobile de hauteur constante en pondérant les valeurs de résistance de pointe $q_d(i)$ contenues dans la fenêtre par leurs enfoncements élémentaires respectifs e_i . On évite ainsi de biaiser le calcul de q_d moyen dans la fenêtre mobile :

$$q_d(\text{fenetre}) = \frac{\sum q_d(i)e_i}{\sum e_i} \quad (2.7)$$

Pour se ramener à des valeurs de q_d équiréparties en fonction de la profondeur, on régularise

le signal au moyen d'une fenêtre de largeur L . Pour tout traitement statistique des valeurs de résistances de pointe, un pas de régulation de la courbe Panda (largeur L) a été choisi égal à l'enfoncement moyen par coup, mesuré sous la profondeur critique sur le pénétrogramme originel. De cette manière, les valeurs enregistrées seront moins dispersées et statistiquement équi-pondérées tout en conservant un nombre de couples de points (z, q_d) proche de celui du pénétrogramme initial.

Pour chaque configuration, nous avons réalisé 8 essais Panda sur le banc d'essais. Deux essais ont été réalisés à chacune des extrémités des traverses sur le côté extérieur du rail de part et d'autre de la traverse ; figure 2.14). Les essais ont été effectués en deux étapes. Tout d'abord, nous réalisons des essais avant l'application du chargement de façon à caractériser l'état initial de compacité du matériau. Puis, après la fin du processus de chargement, une autre série d'essais pénétrométriques est réalisée pour obtenir les valeurs de la résistance de pointe.

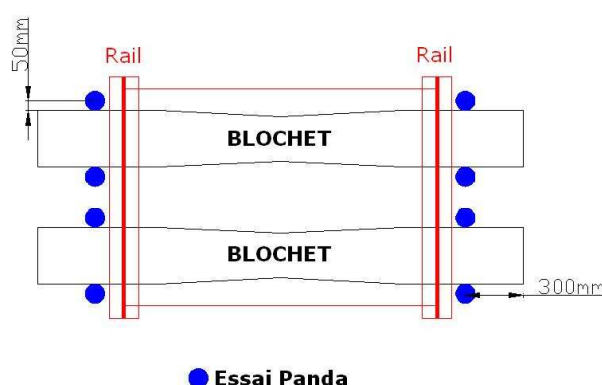


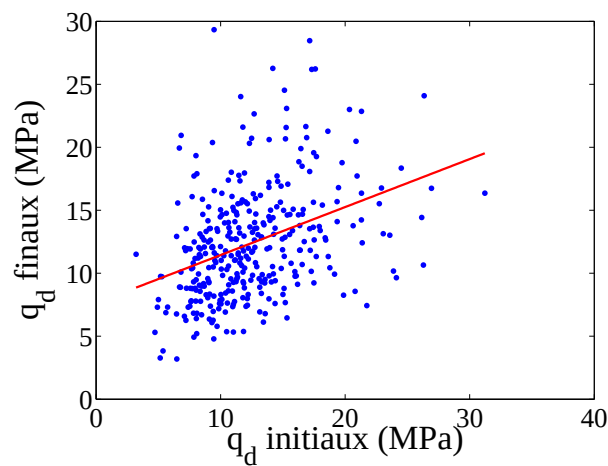
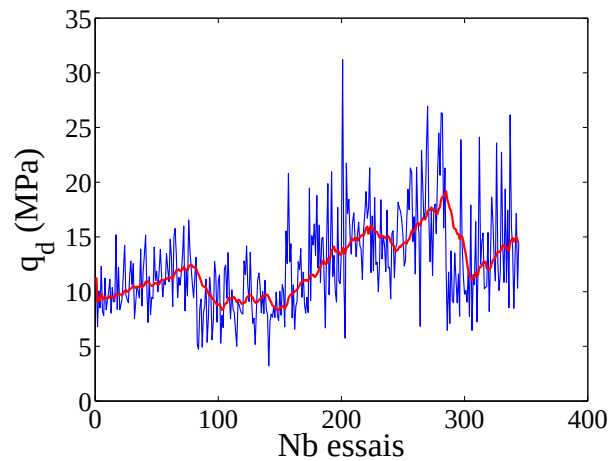
FIGURE 2.14 – Schéma des emplacements des essais Panda.

La comparaison entre les valeurs initiales de la résistance de pointe q_d et les valeurs finales obtenues après chargement, ne permet pas de mettre en évidence une variation claire de la résistance ; figure 2.15. Mais les valeurs de q_d évoluent en fonction du temps dans tous les essais, comme on peut le voir sur la figure 2.16. Le changement du ballast sur le banc répercute bien sur les mesures de q_d , car ces changements conduisent nécessairement à un changement de l'état de compacité.

2.6 Proposition d'une loi de tassement

2.6.1 Modèles de tassement existants

Dans cette section, nous cherchons à identifier une loi d'évolution pour le tassement moyen. Les principaux modèles empiriques d'évolution proposés dans la littérature sont résumés dans le tableau 2.3 [35]. Ces expressions ne décrivent pas correctement nos courbes de tassement comme on peut le voir sur la figure fig. 2.17. Sur la même figure, nous montrons que la loi de relaxation, proposée plutôt pour la compaction, ajuste mieux nos courbes.

FIGURE 2.15 – Comparaison entre les valeurs de q_d obtenues avant et après le chargement.FIGURE 2.16 – Évolution temporelle de la résistance de pointe q_d au cours des essais.

L'expression de Shenton ajuste bien le début de la courbe, mais on constate ensuite une sur-estimation du tassement pour un plus grand nombre de cycles. Les expressions de Sato et Hettler ne montrent un meilleur accord qu'à partir de 5000 cycles.

Auteur	Loi
Sato	$\tau_N = \gamma[1 - e^{-\alpha N}] + \beta N$
Hecke	$\tau_N = \tau_0 + \alpha Q^3 N$
Hettler	$\tau_N = \alpha Q^{1.6}[1 + \beta \ln(N)]$
Shenton	$\tau_N = Q^5[\alpha N^{0.2} + \beta N]$
Thom & Oakley	$\tau_N = [\log N - 2.4]^2 \times [\sigma/160] \times [47/k]$

TABLE 2.3 – Tableau récapitulatif de diverses expressions proposées pour le tassement du ballast en fonction du nombre de cycles.

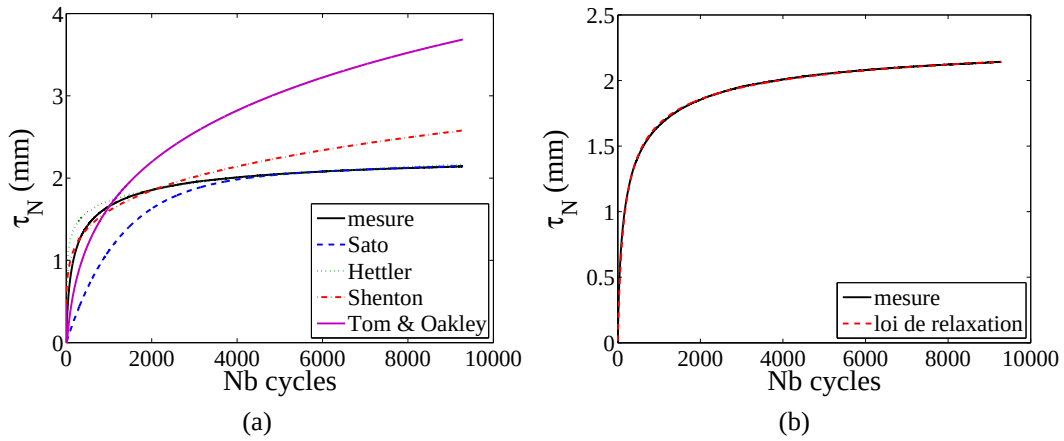


FIGURE 2.17 – a) Comparaison entre une courbe expérimentale de tassement (charge=194 kN, fréquence=3.3 Hz et raideur=500 MPa) et les différentes expressions existantes. b) Comparaison avec le modèle proposé.

La loi de relaxation logarithmique s'écrit :

$$\rho_N = \rho_\infty \frac{\rho_\infty - \rho_0}{1 + B \ln(1 + \frac{N}{N_0})} \quad (2.8)$$

où ρ_∞ est la compacité asymptotique et ρ_0 est la compacité initiale. B et N_0 sont des paramètres de calage qui dépendent du matériau et de l'intensité de la vibration (Γ) ou du *tapping*. Pour le tassement du ballast sur voie induit par le passage des trains sous traverse, nous pouvons réécrire la loi de relaxation sous la forme suivante :

$$\tau_N = \tau_\infty \left(1 - \frac{1}{1 + B \ln(1 + \frac{N}{N_0})} \right) \quad (2.9)$$

Même si ce modèle logarithmique semble être le meilleur pour décrire l'évolution du tassement du ballast sur les 10000 premiers cycles, pour pouvoir l'utiliser de façon opérationnelle, il serait intéressant d'identifier la signification physique de ses paramètres (τ_∞ , B et N_0) en rapport avec le type de sollicitation et les caractéristiques de l'état initial de la voie mesurées à partir d'essais *in situ* (résistance de pointe q_d obtenue avec le pénétromètre Panda).

2.6.2 Signification physique et mesure des paramètres

Le paramètre τ_∞ définit la valeur asymptotique de la courbe de tassement. L'augmentation de la valeur de τ_∞ entraîne un tassement cumulé plus important et également une pente plus élevée de la courbe. Le paramètre B influence principalement le niveau de tassement lorsqu'on arrive à la stabilisation. Finalement, le paramètre N_0 joue sur la pente à l'origine de la courbe, c'est à dire lors des premiers cycles du chargement. Le problème consiste à voir maintenant comment évaluer ces 3 paramètres en fonction de la sollicitation et de l'état initial de la couche de ballast.

Le paramètre de sollicitation pour une vibration est l'intensité relative $\Gamma = A\omega^2/g$, où A est l'amplitude de la vibration, ω est la fréquence et g est la pesanteur [60]. Dans le cas du ballast, il est nécessaire de prendre en compte également la charge appliquée. L'accélération maximale $A\omega^2$ doit être ainsi comparée plutôt avec $(pd^2/m) + g$ où p est la contrainte appliquée par la traverse sur le ballast, d est le diamètre moyen d'un grain et m est la masse d'un grain. On définit donc l'intensité normalisée par :

$$\Gamma = \frac{A\omega^2}{(pd^2/m) + g} \quad (2.10)$$

Pour l'estimation des paramètres τ_∞ , B et N_0 du modèle, nous avons utilisé des routines d'ajustement non linéaires en faisant varier indépendamment chaque paramètre. La figure 2.18 montre la corrélation entre τ_∞ , normalisé par l'épaisseur de la couche de ballast H_0 , et Γ . On observe une très bonne corrélation linéaire avec $R^2 = 0.9$. Ce résultat est plausible et suggère une relation pratiquement linéaire entre les deux paramètres.

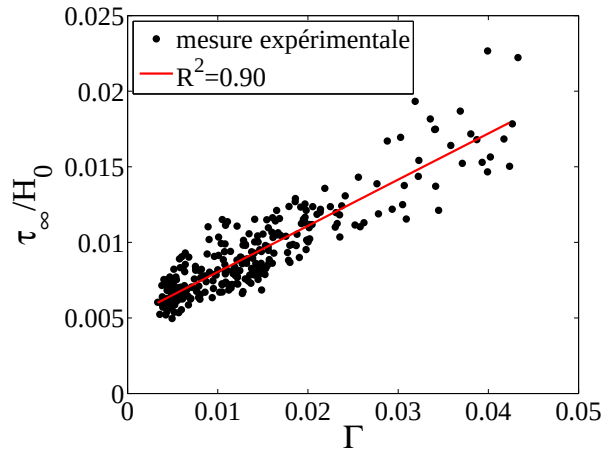


FIGURE 2.18 – Le paramètre τ_∞ normalisé par H_0 en fonction de l'intensité normalisée Γ .

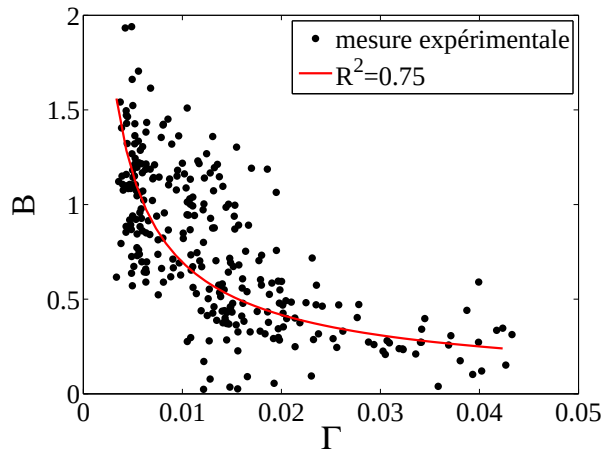


FIGURE 2.19 – Corrélation entre le paramètre B et l'intensité normalisée Γ .

La figure 2.19 montre la corrélation entre B et Γ . Malgré la relative dispersion des données, liée à variabilité intrinsèque du système, on voit que B diminue globalement avec Γ . Il peut être approximé par une loi de puissance $B \simeq \Gamma^{-\beta}$ avec une confiance de $R^2 = 0.75$.

En ce qui concerne le paramètre N_0 , nous avons trouvé qu'il est relié par une relation logarithmique avec la résistance de pointe q_d normalisée par p comme on l'observe sur la figure 2.20. En effet, l'augmentation de la compacité dans l'état initial du matériau, répercutée par la résistance mesurée de pointe q_d , conduit à des valeurs plus élevées de N_0 et donc des pentes initiales plus faibles ou un tassement plus lent dans les premiers cycles de chargement.

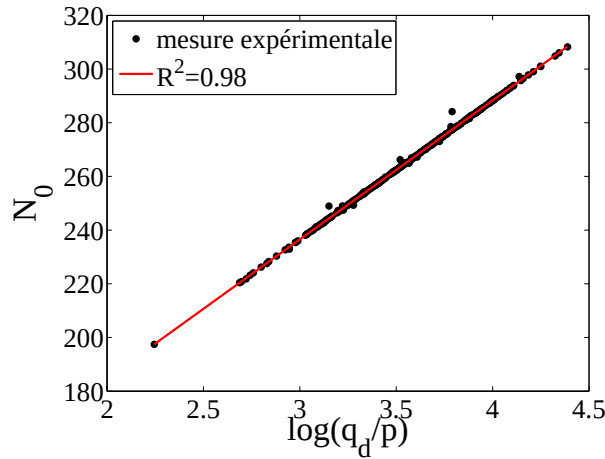


FIGURE 2.20 – Le paramètre N_0 en fonction du logarithme de q_d normalisé par p .

A partir de ces corrélations, nous proposons les relations suivantes qui permettent d'obtenir une estimation des valeurs des paramètres τ_∞ , B et N_0 :

$$\tau_\infty/H_0 = a\Gamma + c; \quad (2.11)$$

$$B = b\Gamma^{-\beta} \quad (2.12)$$

$$N_0 = d \ln(q_d/p) + e. \quad (2.13)$$

avec $a \in [21-32]$, $c \in [0.004-0.006]$, $b \in [0.0003-0.0014]$, $\beta \in [0.2-1.2]$, $d \in [46-57]$ et $e \in [40-50]$.

La figure 2.21 représente l'évolution enregistrée du tassement pour un chargement de 194 kN avec une fréquence de sollicitation de 5.4 Hz et son ajustement par l'équation (2.9) en utilisant les estimations fournies par les relations 2.11, 2.12 et 2.13. On voit que la courbe expérimentale du tassement pour les 10000 premiers cycles est très bien ajustée par la loi logarithmique avec les valeurs estimées des paramètres.

Afin d'évaluer la qualité de notre estimation, nous avons effectué le calcul de l'erreur quadratique moyenne (MSE) sur l'ensemble de nos courbes. L'erreur quadratique moyenne est définie par $MSE(\hat{\theta}|\theta) = \langle (\hat{\theta} - \theta)^2 \rangle$, où $\hat{\theta}$ est la valeur estimée à partir de notre modèle sur chaque point et θ est la valeur expérimentale. On calcule la moyenne sur l'ensemble des points de mesure et on obtient l'erreur quadratique moyenne. Sur la figure 2.22 nous avons

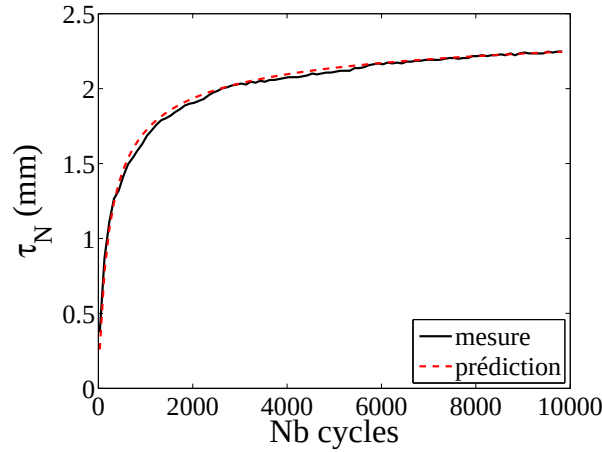


FIGURE 2.21 – L'évolution du tassement pour un chargement à 194 kN et 5.4 Hz ajustée par une loi logarithmique et une estimation de ses paramètres.

tracé l'histogramme des valeurs pour l'ensemble des courbes. L'erreur reste inférieure à 10% pour la moitié des courbes. La dispersion qu'on trouve dans notre estimation induite, d'une part par les incertitudes dans les tendances pour l'obtention des paramètres de notre modèle et, d'une autre, par la variabilité des mesures expérimentales, principalement la résistance de pointe q_d , laquelle constitue une source de variabilité traduisant l'hétérogénéité du milieu granulaire.

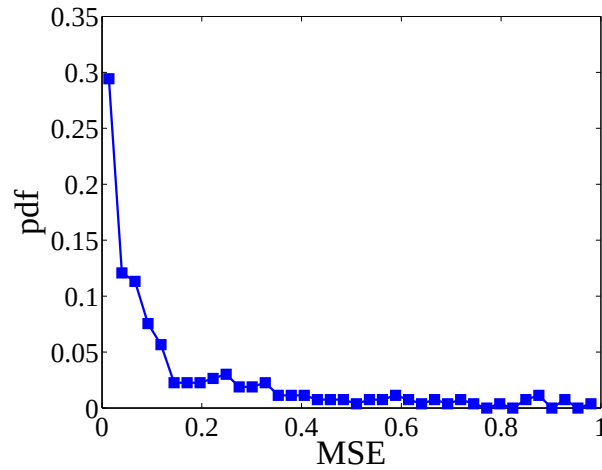


FIGURE 2.22 – Distribution des probabilités de l'erreur quadratique moyenne sur la totalité des courbes.

Pour caractériser la variabilité de la résistance de pointe, il est utile d'examiner la distribution des valeurs de q_d . La figure 2.23 montre l'histogramme de q_d pour tous les pénétrogrammes et tous les essais réalisés. Cette distribution est bien ajustée par une loi de type log-normale avec un pic autour de $q_d \simeq 12$ MPa :

$$P(q_d) = \frac{1}{2\pi q_d \sigma} e^{-\frac{[\ln(q_d) - \langle \ln(q_d) \rangle]^2}{2\sigma^2}} \quad (2.14)$$

où σ est la variance et $\langle \ln(q_d) \rangle$ la valeur moyenne du logarithme de q_d . Cet ajustement suggère que la valeur mesurée de q_d résulte d'un processus multiplicatif aléatoire. L'existence d'un pic et une faible dispersion autour de la valeur moyenne sont rassurantes. Mais la dispersion observée est physiquement significative.

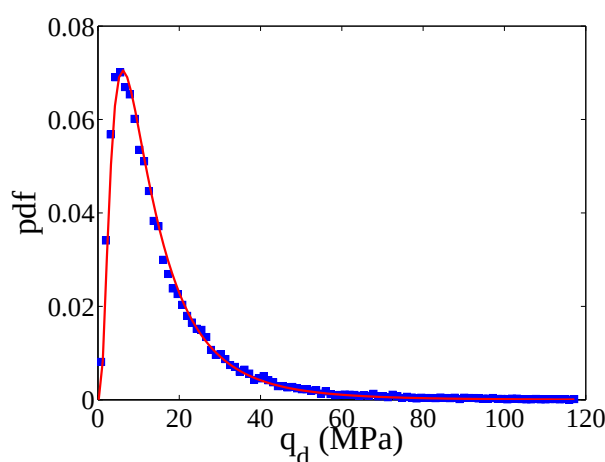


FIGURE 2.23 – Histogramme des valeurs de q_d sur l'ensemble des essais réalisés. Le trait représente un ajustement par une distribution log-normale.

2.7 Variabilité de tassement

Afin d'établir un fuseau de la variabilité de l'évolution du tassement pour les différents essais, nous avons calculé le coefficient de variation C_V (rapport entre l'écart-type et la moyenne des valeurs) sur l'ensemble des groupes de courbes. Les valeurs de C_V pour chaque couple *charge - fréquence* ne semblent pas dépendre de Γ ou q_d . Il est remarquable que pour l'ensemble des groupes de courbes (courbes obtenues pour la même sollicitation), on trouve une valeur $C_V = 0.3$. Sur la figure 2.24 nous pouvons voir un exemple de l'évolution du coefficient de variabilité C_V pour un groupe des essais. Le coefficient de variabilité présente un pic dans les 100 premiers cycles pour ensuite se stabiliser au-delà de 500 cycles et prendre une valeur de l'ordre du 0.3. Le pic reflète l'arrangement des grains au niveau de la surface en contact avec la traverse où la valeur moyenne du tassement est très faible par rapport à ses fluctuations. Après cette phase, la variabilité du tassement chute pour arriver à un niveau constant tout au long du cyclage. La valeur constante du coefficient de variation signifie que l'écart-type augmente proportionnellement à la valeur du tassement.

Connaissant ce niveau de variabilité, il est possible d'établir à partir de la connaissance d'une courbe d'évolution moyenne du tassement, un fuseau qui permet de spécifier les bornes supérieures et inférieures entre lesquelles sont comprises les différentes courbes de tassement dues à cette variabilité. Un exemple de la prédiction du tassement, prenant en compte le fuseau de variabilité est présenté sur la figure 2.25. Remarquons que cette variabilité est nettement plus importante que l'évolution moyenne du tassement au-delà de 4000 cycles. Il ne paraît donc pas nécessaire en pratique d'adapter le modèle pour prendre en compte l'évolution très lente du tassement au-delà de 4000 cycles.

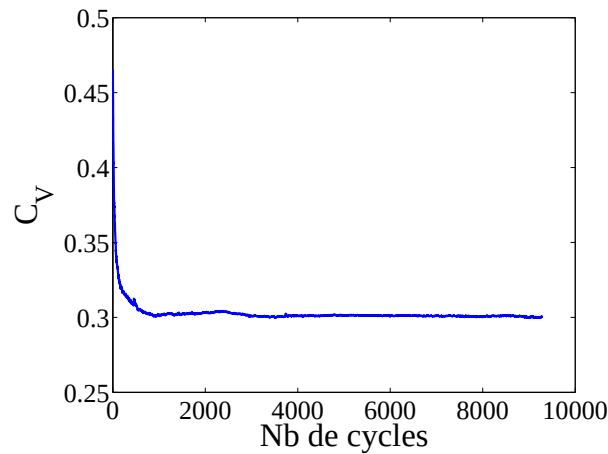


FIGURE 2.24 – L'évolution du coefficient de variation sur un groupe de courbes (pour un même niveau de chargement).

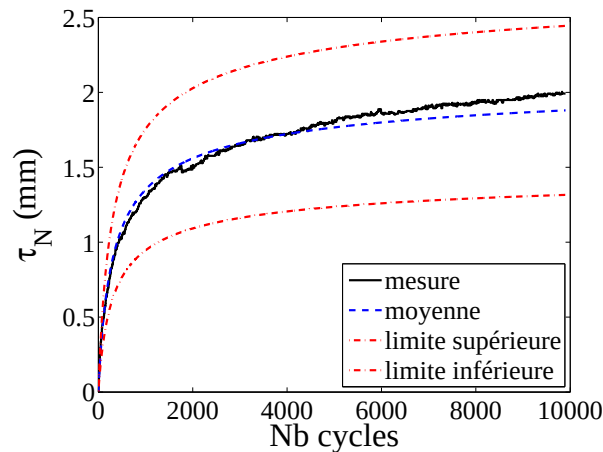


FIGURE 2.25 – Prédiction du tassement par le modèle proposé avec ses bornes supérieure et inférieure.

2.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étude sur le tassement du ballast à partir d'une campagne expérimentale sur un banc d'essais à l'échelle 1 :1 dans le but d'établir une loi de tassement, de caractériser sa variabilité et d'identifier l'influence de différents facteurs.

Les courbes obtenues montrent que le tassement d'une couche de ballast soumis à un chargement cyclique présente une évolution en trois phases : une première linéaire et très rapide (lors des 100 premiers cycles), ensuite une partie non linéaire de type logarithmique (jusque 6000 cycles) et finalement une évolution asymptotique linéaire. Des essais menés sur un grand nombre de cycles (plus de 100000) ont montré que les 3 phases d'évolution du tassement se développent sur un nombre de cycles plus restreint (de l'ordre de 10000). Il est donc suffisant de restreindre les études paramétriques aux 10000 premiers cycles.

L'étude de différents modèles proposés de tassement a montré qu'un modèle basé sur une évolution logarithmique est le meilleur compromis pour ajuster les différentes phases de tassement du ballast. L'état initial de la couche de ballast, caractérisée à l'aide du pénétromètre Panda, et les sollicitations appliquées au cours des tests, permettent d'estimer les paramètres de ce modèle phénoménologique. Nous avons également mis en évidence une variabilité de tassement de l'ordre de 30%. Le modèle proposé avec cette variabilité, permet ainsi d'obtenir une estimation précise du tassement et de ses fluctuations.

CHAPITRE 3

Stabilité, déformation et variabilité du ballast

Les travaux développés pendant notre campagne expérimentale nous ont permis de proposer des indicateurs de l'état initial et des paramètres qui influent sur le tassement du ballast sous l'effet d'un chargement cyclique. Dans ce chapitre, nous allons nous intéresser aux mécanismes microscopiques à l'origine de l'équilibre et des déformations du ballast sous l'effet d'un incrément de charge ou des incréments répétés de charge.

3.1 Introduction

En général, un système granulaire est stable si de faibles augmentations de contrainte induisent de petites déformations [62, 83, 36, 82]. Cependant, à l'échelle des grains, en raison du désordre granulaire, la transition entre les états d'équilibre consécutifs a un caractère stochastique [96, 48, 29, 101, 102]. La modélisation du comportement quasi-statique des matériaux granulaires suppose que les incréments de déformation et de contraintes présentent une moyenne finie et que les fluctuations peuvent être négligées. Les modèles de comportement élastoplastiques sont fondés sur cette hypothèse avec des variables internes phénoménologiques ou des paramètres liés à la structure de l'ensemble. Le seuil plastique est caractérisé par un angle de frottement interne et l'écoulement plastique par un angle de dilatance qui relie le changement de volume avec la déformation de cisaillement [133, 120, 113, 102]. Dans ces modèles, la stabilité coïncide avec l'écrouissage du système et les déformations cumulées peuvent être calculées à partir des variations de contraintes au moyen du tenseur constitutif pour un élément de volume représentatif qui suit une déformation homogène.

La stabilité et la déformation des matériaux granulaires avec des conditions limites complexes sont en général beaucoup moins claires, même lorsque le comportement rhéologique est correctement préconisé. La rupture peut survenir comme conséquence des déformations localisées sur des bandes de cisaillement [128]. En raison de la dilatance, le matériau peut également devenir instable suivant la façon dont les conditions limites sont contrôlées [83, 36]. Par exemple, si le volume est contrôlé, un échantillon suffisamment lâche va s'écouler lorsqu'il est soumis à un cisaillement. Ce mode de rupture, appelé liquéfaction statique, est homogène [62, 82].

Un autre cas important est celui d'un matériau granulaire confiné par des conditions aux limites frottantes. Il s'agit d'un paramètre crucial pour la stabilité dans la plupart des applications et, contrairement aux exemples cités plus haut, il a un effet stabilisateur sur l'assemblage granulaire. Les forces de frottement peuvent être partiellement mobilisées en fonction des processus dynamiques et des déformations passées conduisant à l'état actuel du système. Dans les expériences sur les écoulements granulaires sur un plan incliné, il a été établi que, en raison du frottement avec le plan, l'angle d'avalanche ou du début d'un écoulement stationnaire dépend de l'épaisseur du lit granulaire [92, 43]. Dans l'exemple bien connu d'un silo, le frottement aux parois pilote la transmission des contraintes par la compensation du gradient de contraintes induits par le poids de particules [111, 88, 21]. À part le cas du silo, la plupart des études réalisées sur le frottement avec les parois concernent la compaction uniaxiale des matériaux granulaires dans un moule [42, 132, 123], l'effet du frottement avec un mur de soutènement [80], mobilisation du frottement le long d'un réseau de particules [100] et l'effet du frottement avec les parois latérales sur les écoulements granulaires [38, 68, 135, 126].

Nous proposons dans ce chapitre de développer une série d'analyses à partir de simula-

tions numériques discrètes pour élucider les mécanismes les plus pertinents qui influencent la réponse en termes de déformation verticale dans un système granulaire modèle et sa variabilité. Nous considérons un matériau granulaire confiné entre deux plateaux horizontaux frottants. Le plan du bas est immobile tandis que le plan supérieur est mobile et soumis à une charge constante. Un effort uniforme horizontal est appliqué sur la périphérie de l'échantillon de forme presque cylindrique. Le matériau granulaire est compressé sous l'action d'un incrément de contrainte imposée et s'écoule latéralement en surmontant à la fois la pression latérale de confinement et les forces de frottement avec les parois supérieure et inférieure. L'épaisseur du système diminue au cours de la déformation de l'échantillon et les forces de frottement sur les parois supérieure et inférieure augmentent jusqu'à ce que la déformation s'arrête.

Les simulations nous permettent d'identifier à l'échelle des grains les mécanismes qui interviennent dans le phénomène de tassement. La stabilité et les déformations transitoires sont analysées pour plusieurs simulations avec des particules de forme polyédriques irrégulières pour un grand nombre de configurations indépendantes, pour différentes épaisseurs et des valeurs de charge imposées.

Nous présentons d'abord dans la section 3.2 les procédures numériques, y compris la méthode de simulation, les propriétés des particules et le protocole de préparation. Dans la section 3.3, nous illustrons l'influence de divers paramètres tels que la charge appliquée, le rapport d'aspect, l'inertie des particules et l'historique de chargement sur le comportement temporel et sur les déformations totales. Dans la section 3.4, une étude paramétrique des déformations totales et de leurs fluctuations entre les échantillons est présentée avec le rapport d'aspect et le rapport des contraintes comme paramètres, et comparée avec un modèle simple basé sur l'analyse des contraintes à l'intérieur du système. La section 3.5 est consacrée à la microstructure et à son évolution.

3.2 Procédures numériques

Dans cette section, nous présentons brièvement la méthode de Dynamique des Contacts (CD), ou *Non Smooth Contacts Dynamics* (NSCD). Ensuite, nous verrons les procédures numériques utilisées pour la préparation des échantillons numériques.

3.2.1 Méthodes par éléments discrets

Le principe de la méthode par éléments discrets (Discrete Element Method ou DEM) consiste à intégrer les équations du mouvement pour l'ensemble des degrés de liberté rigide des particules en prenant en compte leurs interactions par contact et frottement. Le diagramme suivant montre la principale boucle de calcul :

Pour mettre en œuvre ces différentes étapes, il existe deux grandes approches :

- l'approche régulière ou **Smooth** qui utilise l'interpénétration ou les déplacements relatifs au point de contact entre deux particules comme variable de déflexion élastique reliée par une loi linéaire ou non linéaire à la force de contact ;

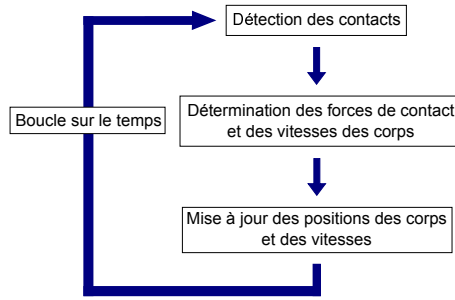


FIGURE 3.1 – Différentes étapes des méthodes par éléments discrets.

- l’approche non régulière ou **Non Smooth** fondée sur la mécanique non régulière qui prend en compte les interactions de contact et de frottement comme des contraintes (exprimé par des inégalités) sur la dynamique d’ensemble exprimée par la loi de conservation de la quantité de mouvement et une règle de dissipation.

L’approche régulière est similaire à la Dynamique Moléculaire pour la simulation des liquides, des cristaux, ou encore des macro-molécules [130, 131] à cette différence près que les lois d’interactions conservatives sont remplacées par des lois élasto-visco-plastiques. Dans les deux cas, les lois de contacts permettent d’appliquer une méthode d’intégration explicite. Il est plus commun d’utiliser le terme DEM pour cette approche, comme il a été introduit par Cundall et Strack [31, 30, 32, 33, 34]. La méthode NSCD a été introduite dans les années 1990 par Moreau et Jean [70, 71, 57, 72, 77, 53, 73, 54]. Cette méthode est fondée sur des lois de contact exprimant l’interdiction de recouvrement entre les particules et sur la loi de frottement de Coulomb. Les forces et les vitesses des particules sont déterminées simultanément par itérations sur l’ensemble des contacts. La solution vérifie à la fois la conservation de la quantité de mouvement pour toutes les particules et les inégalités exprimant les contraintes de non interpénétration entre particules et la loi de frottement de Coulomb. Cette méthode est ainsi fondée sur l’hypothèse de rigidité parfaite des contacts (contacts indéformables ; corps rigide ou déformable). Toute interpénétration pouvant apparaître avec une approche de type non-régulière est considérée comme une « violation » et elle est donc indésirable. Cette méthode s’applique à toute collection de corps rigides [56, 75, 94, 55, 39, 99].

La méthode NSCD permet d’employer des pas de temps plus grands et elle présente l’avantage que la prise en compte de l’unilatéralité au contact se fait sans approximation ou régularisation. Il est important de préciser aussi que la résolution des équations du mouvement par la méthode NSCD est indépendante de la forme des particules qui n’intervient que dans la détection de contact [23, 118, 95].

3.2.2 Équation du mouvement d’un corps en présence de contacts

L’équation de la dynamique peut s’écrire sous la forme suivante :

$$\mathbb{M}\ddot{q}(t) = \mathbb{Q}(q, \dot{q}, t) + \mathbb{P}(t) + r \quad (3.1)$$

où q , $\dot{q}$, $\ddot{q}$ correspondent respectivement à la position, la vitesse, et l’accélération des corps à un instant donné. $\mathbb{M}$ représente la matrice de masse du système, $\mathbb{Q}(q, \dot{q}, t)$ représente les

« termes gyroscopiques et centrifuges », et $\mathbb{P}(t)$ les efforts extérieurs explicitement connus en l'absence de contact et r les forces de contact.

En présence de conditions unilatérales, des chocs entre particules se produisent, donc des discontinuités du champ de vitesse peuvent apparaître et l'accélération n'est ainsi pas définie. Pour prendre en compte ces considérations, on préfère alors écrire cette équation en termes de mesures différentielles. Le système différentiel s'écrit :

$$\mathbb{M}d\dot{q}(t) = \mathbb{Q}(q, \dot{q}, t)dt + \mathbb{P}(t)dt + r d\nu \quad (3.2)$$

où dt est une mesure de Lebesgue, $d\nu$ est une mesure réelle positive et dq représente la mesure différentielle de q [72, 56]. Le terme r représente la densité d'impulsions de contact, c'est-à-dire la contribution locale des impulsions exercées lors de la présence de contacts.

3.2.3 Détection géométrique du contact

Nous avons vu dans l'étude bibliographique que les contacts peuvent avoir différentes typologies pour des particules polyédriques telles que celles du ballast. Ces contacts peuvent être représentés par un point, une ligne ou une surface. Il existe à l'heure actuelle différentes approches pour leur détection. Il est classique dans les simulations de matériaux granulaires de considérer une approche nœud à nœud, les contacts linéiques ou surfaciques étant représentés par plusieurs points de contact simultanés [118].

Soit deux corps en contact, un antagoniste A et un candidat C . On postule que le candidat ne doit pas pénétrer l'antagoniste. L'antagoniste porte le repère local de contact, la normale étant orientée de l'antagoniste vers le candidat. Le contact entre un corps candidat (C) et un corps antagoniste (A) va être décrit par des relations entre deux points localement les plus proches, sur les deux enveloppes des deux corps. On suppose qu'à chaque instant on est capable de définir un tel couple de points les plus proches ainsi que le repère local $(n; t; s)$.

Pour chaque étape de calcul, un algorithme de recherche permet d'identifier la présence des contacts. La détection des contacts entre deux corps consiste à rechercher les superpositions des parties de l'espace qu'elles occupent. L'objectif de l'algorithme de détection est de déterminer s'il y a contact entre deux corps et dans ce cas déterminer les coordonnées dans l'espace des points de contact, le repère local de contact et l'interpénétration géométrique. Dans le cas d'objets ayant une géométrie complexe, comme une enveloppe polygonale ou polyédrique, il faut d'abord déterminer s'il y a contact, et dans ce cas calculer la position du point de contact. Une contrainte majeure est le temps de calcul puisque, en général, il faut traiter des interactions entre plusieurs milliers de grains [11].

Ils existent différents algorithmes pour déterminer l'existence d'une intersection entre deux polygones ou deux polyèdres convexes [81, 119, 13, 15], parmi lesquels on peut citer :

- la méthode de type **Shadow Overlap** introduite par Moreau et généralisée au cas tridimensionnel par Saussine [39, 118],
- la méthode du type **Common Plane** introduite par Cundall [31, 81].

Dans tous les cas, afin de limiter les tests, une première détection dit « grossière » est réalisée : partant d'informations géométriques grossières, comme par exemple une distance d'alerte qui consistent à estimer la proximité de deux grains, des situations où il n'y a pas

de contacts sont éliminées rapidement. Sinon, il faut tester au cas par cas les situations où il pourrait y avoir contact.

Nos grains de ballast sont représentés par des polyèdres irréguliers convexes. Cette géométrie particulière, génère plusieurs possibilités de contacts, vis-à-vis des corps ayant des géométries plus simples, comme les sphères. Nous avons trois possibilités de contacts : les contacts simples, face-sommet ou arête-arête ; les contacts doubles, entre une arête et une face et les contacts triples, entre deux faces.

Une stratégie particulière est adoptée lorsqu'on est en présence d'une situation de contact, en déterminant d'abord le type de contact. Pour un contact de type simple, on projette orthogonalement le sommet sur le plan qui passe par la face, on détermine la profondeur de pénétration. On choisit le point de contact « effectif » comme étant le point au centre de cette distance. Pour les contacts doubles, le plan de contact est donné par la face, et la tangente commune est fixée comme étant un segment de la ligne formée par l'intersection de l'arête et du plan de contact. L'impénétrabilité entre les deux particules qui ont un tel contact est assurée en appliquant les lois de contact, sur seulement deux points de contact situés aux extrémités du segment commun aux deux polyèdres. Finalement, dans les contacts triples, le plan de contact est donné par la face commune entre les deux corps. Dans ce cas, les lois de contact sont appliquées sur seulement trois points appartenant au plan de contact. Ces points de contacts sont choisis de telle sorte à être le plus représentatif de la zone de contact. La force de contact, dans le cas de plusieurs points de contacts, est déterminée par la résultante des forces calculées aux points communs. Cette force est appliquée au barycentre de ces points dans la zone de contact.

3.2.4 Lois d'interaction

Dans la méthode des éléments discrets et celle utilisée dans le cadre de ce travail, les lois de contact sont l'unilatéralité, la loi de frottement sec et la loi de choc. Ces deux dernières ont été introduites dans l'étude bibliographique de ce travail. La notion de contact unilatéral peut être exprimée par les conditions de Signorini en interstice [71, 75] :

$$g \geq 0, R_N \geq 0, gR_N = 0 \quad (3.3)$$

où g représente l'interstice entre deux corps, R_N est la composante normale de la réaction locale et l'indice N indique la partie normale d'un vecteur. La prise en compte de cette loi non régulière nécessite soit une technique de régularisation soit d'employer une méthode de résolution capable de traiter des conditions de complémentarité. Pour un contact, les conditions de Signorini (eq. 3.3) peuvent être écrites en fonction de la vitesse relative normale U_N , sous la forme d'une condition de complémentarité en vitesse (fig. 3.2a).

3.2.5 Schémas d'intégration et stratégie de résolution

L'objectif des schémas d'intégration en temps est d'obtenir une discrétisation des équations différentielles qui décrivent le mouvement d'un corps en présence des contacts. Dans le cas régulier, il est possible d'utiliser n'importe quel schéma d'intégration pour les équations différentielles, ces schémas ayant diverses propriétés en termes de précision, de conservation

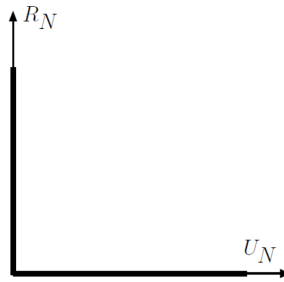


FIGURE 3.2 – Condition de complémentarité en vitesse.

d'énergie et de stabilité de convergence. Dans le cas non-régulier le problème est différent car les solutions perdent leurs propriétés nécessaires à la construction des schémas : dérivabilité, continuité. Deux approches sont possibles [56, 54, 55, 23] :

- les méthodes dites événementielles (*event-driven*), basées sur un découpage adaptatif de l'intervalle de temps considéré de façon à capturer l'instant d'une collision. L'objectif est de séparer la partie régulière du mouvement de la partie non-régulière.
- les méthodes dites pas à pas (*time-stepping*), basées sur un découpage arbitraire du temps pas nécessairement uniforme. Dans ce cas, l'ordre du schéma d'intégration est nécessairement peu élevé, un ou deux.

La plateforme de calcul LMGC90 que nous avons employée [39] utilise un schéma *time-stepping*. Il est ainsi possible de traiter plusieurs discontinuités au cours d'un pas de temps. Ce code utilise un schéma d'intégration implicite en considérant une détection explicite du réseau des contacts à chaque pas. Cette caractéristique permet d'employer des pas de temps plus grands qu'avec une approche de type Dynamique Moléculaire. En contrepartie, le nombre d'opérations à effectuer est beaucoup plus grand (résolution itérative, construction d'opérateur de passage) [118]. Un solveur local de type *Gauss-Seidel* permet de calculer en même temps vitesses et réactions en tenant compte des lois d'interaction.

3.2.6 Critère de qualité de calcul

Afin de qualifier la propreté du calcul numérique, nous pouvons faire appel à des différents indicateurs, parmi lesquels nous pouvons citer le pourcentage d'interpénétration. L'interpénétration, autrement dit, le pourcentage des erreurs en volume, exprime l'accumulation d'interpénétration entre les grains à l'intérieur du système. [76, 23, 47]

Cette grandeur numérique est obtenue de la manière suivante : pour chaque couple de polyèdres en contact, on met en place une boîte parallélépipédique qui englobe les deux polyèdres (figure 3.3). Ensuite, on fait un découpage de cette boîte, pour former des cubes de 0.1 mm d'arête. On compte le numéro de cubes qui appartiennent aux deux corps, pour définir le volume d'interpénétration. A partir de cette démarche, on obtient le volume total cumulé en fonction du temps, exprimé par un pourcentage en fonction du volume de l'échantillon, et le volume d'interpénétration pour un instant donné, comme le pourcentage du volume en fonction du volume du grain.

Un calcul est numériquement contrôlé, en pratique, si l'interpénétration entre grains reste inférieure d'environ 2%.

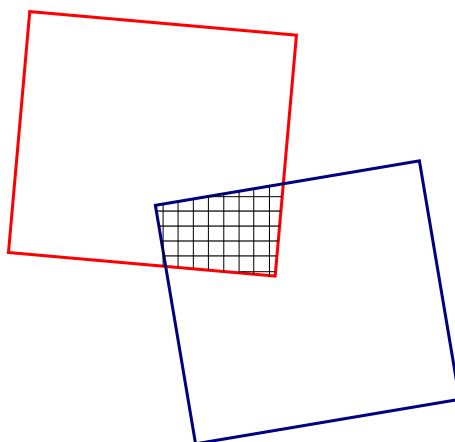


FIGURE 3.3 – Schéma du calcul du volume d'interpénétration entre deux particules.

3.2.7 Préparation des échantillons

Les échantillons numériques sont composés de particules rigides polyédriques obtenues à partir d'une bibliothèque de 1000 particules de ballast numérisées. Chaque particule a entre 12 et 70 faces et entre 8 et 12 sommets. La figure 3.4(a) montre des exemples des particules polyédriques utilisées dans les simulations. La taille d'une particule est définie comme deux fois la plus grande distance entre le barycentre et ses sommets. Cette distance on l'appellera par la suite le « diamètre » de la particule. Les diamètres de particules varient entre 25 mm et 50 mm avec 50% de particules de diamètre de 25 mm, 34% de 37.5 mm et 16% de 50 mm. Le diamètre moyen des particules est de $\langle d \rangle = 37.5$ mm. La masse volumique des particules est de 2700 kg.m^{-3} . Le coefficient de frottement entre les particules est de $\mu = 0.8$ pour tous les échantillons. Les coefficients normal et tangentiel de restitution sont remis à zéro. La valeur du coefficient de restitution n'a aucun effet significatif sur la dynamique des systèmes granulaires denses où la dissipation par frottement prévaut et les collisions sont essentiellement de nature multi-contact en raison de la présence d'un réseau de contacts dense [73, 94].

Le protocole de préparation consiste à verser d'abord les particules dans une boîte cylindrique avec aucun frottement entre les particules et les bords. Une paroi rigide de masse $m_w \simeq 16 \text{ kg}$ est placée sur le dessus de l'échantillon. Puis, le cylindre est retiré et remplacé par une pression radiale de confinement de $\sigma_R = 80 \text{ kPa}$ appliquée par une distribution uniforme des forces radiales sur les particules situées sur la périphérie du cylindre, tout en maintenant la paroi du bas fixée. L'échantillon obtenu par ce procédé est soumis à des vibrations de faible amplitude, en appliquant un déplacement vertical sinusoïdal sur la paroi supérieure de la forme : $V(t) = -0.04 + 0.2 \cos(20\pi t)$. Les vibrations durent 0.4 s avec une fréquence de 10 Hz. Les vibrations enlèvent les irrégularités à l'interface entre la paroi et la couche supérieure de particules. Finalement, la vibration est arrêtée et l'échantillon peut se relaxer jusqu'à l'équilibre statique.

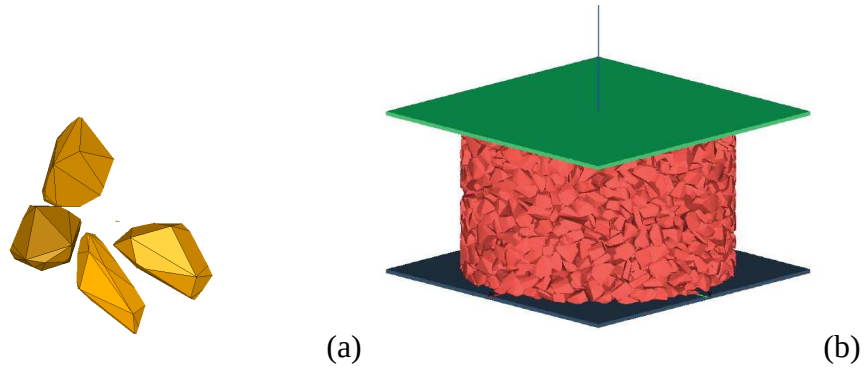


FIGURE 3.4 – (a) Quatre exemples de polyèdres utilisés dans nos simulations. (b) Image d'un échantillon numérique.

Nous avons préparé différents échantillons avec le même rayon $R \simeq 0.35$ m, mais avec des hauteurs différentes H en fonction du nombre de particules. En changeant le nombre de particules de $N_p = 1600$ à $N_p = 3200$, nous obtenons différents échantillons avec des rapports d'aspect $\alpha = H/(2R)$ variant entre 0.4 et 0.7. Comme nous le verrons ci-dessous, une analyse statistique détaillée est effectuée pour les échantillons avec $\alpha = 0.5$ (environ 2700 particules) en générant 32 configurations indépendantes. Les 32 échantillons ont été générés suivant le protocole présenté précédemment en obtenant des compacités ρ comprises dans l'intervalle $[0.610, 0.626]$, soit une très faible variation de la compacité. Sur la figure 3.4(b) on observe une image d'un échantillon numérique.

Dans un système établi par la procédure ci-dessus, il n'y a pas de paroi latérale et la pression radiale est prise en charge par les particules qui se situent à la périphérie, qui se comportent de cette manière comme une « membrane » flexible de confinement. Ceci est très similaire aux essais de compression triaxiale effectués sur des échantillons de sol, mais avec cette différence majeure que, dans un appareil triaxial, les déplacements radiaux des particules sont fortement contraints par la présence d'une membrane « réelle » fixée autour de l'échantillon. Dans notre système, nous imposons un coefficient de frottement élevé $\mu_w = 1$ entre les grains et les parois supérieure et inférieure. Ceci correspond à une condition dite de « parois rugueuses » qui empêche les particules en contact avec les parois supérieure et inférieure de glisser [80]. Par conséquent, la stabilité de l'échantillon est contrôlé à la fois par le frottement interne de particules et par le frottement avec les parois supérieure et inférieure.

Les déformations transitoires des échantillons numériques sont étudiées en appliquant une force F sur la paroi supérieure. Nous avons appliqué 500 valeurs différentes de F variant de 1 kN à 120 kN sur chaque échantillon, afin d'obtenir à la fois la valeur moyenne et la variabilité de la déformation. Compte tenu de la superficie initiale de l'échantillon $S = \pi R^2 \simeq 0.38$ m², la contrainte verticale $\sigma_H = F/S$ supportée par l'échantillon varie dans la gamme $[2, 315]$ kPa. Le pas de temps utilisé est de $4 \cdot 10^{-4}$ s dans toutes les simulations et 150 pas de temps ont été nécessaires pour atteindre une stabilisation complète des déformations transitoires. Le temps CPU est de $2 \cdot 10^{-3}$ s par particule et par pas de temps sur un ordinateur DELL de vitesse 3.16 GHz. Sur la figure 3.5 on observe la distribution des volumes des interpénétrations à la fin du calcul où on voit que les valeurs du volume interpénétré par particule est inférieur à 0.2%, ce qui correspond à une bonne qualité de calcul.

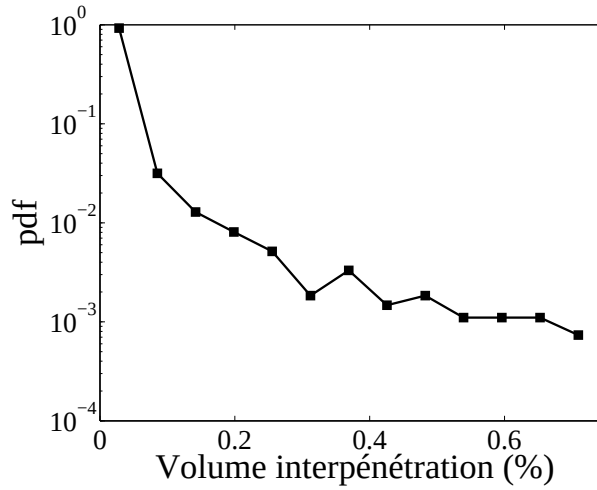


FIGURE 3.5 – Distribution des volumes d'interpénétration à la fin de la déformation transitoire.

3.3 Déformations transitoires

Dans cette section, nous voulons illustrer la sensibilité de la déformation verticale aux différents paramètres du système. Cela nous permettra de définir les paramètres pertinents pour une description quantitative du comportement dans les sections suivantes.

3.3.1 Évolution temporelle de la déformation verticale

La déformation verticale (tassement) cumulée de la paroi supérieure est désignée par δH normalisée par le diamètre moyen des particules $\langle d \rangle$. La figure 3.6 montre δH en fonction du temps dans un échantillon de rapport d'aspect $\alpha = 0.5$ correspondant à une hauteur de $H = 2\alpha R \simeq 0.35$ m, soumis à différentes valeurs de force appliquée F . L'évolution semble se produire en trois étapes avec une augmentation rapide de δH au début, ensuite une évolution progressive de la déformation, suivie d'une phase de faible augmentation de δH . Comme prévu, le tassement total $\Delta H = \int_0^\infty \delta H(t) dt$ augmente avec F . Les déformations sont généralement inférieures à un diamètre de particules. La déformation verticale pour un tassement d'un diamètre moyen des particules est de $\langle d \rangle / H \simeq 0.11$.

L'évolution temporelle de δH reflète les réarrangements dynamiques des particules induites par l'application soudaine de la charge. En raison de l'inertie des particules et les collisions, la force normale F_b sur le plan inférieur augmente largement au-delà de la force appliquée F comme le montre la figure 3.7. F_b présente un pic dans un intervalle de temps très court, pour ensuite converger progressivement vers la valeur normalisée de F . Cet intervalle de temps coïncide avec l'augmentation initiale rapide de δH . L'énergie cinétique acquise par les particules n'est pas complètement dissipée par ce choc collectif de l'échantillon avec la paroi inférieure car F_b prend beaucoup plus de temps pour relaxer de sa valeur pic vers la valeur de force F où les particules se bloquent dans un nouvel état d'équilibre. En comparant l'intervalle de temps de δH et F_b , nous observons que les réarrangements de particules depuis

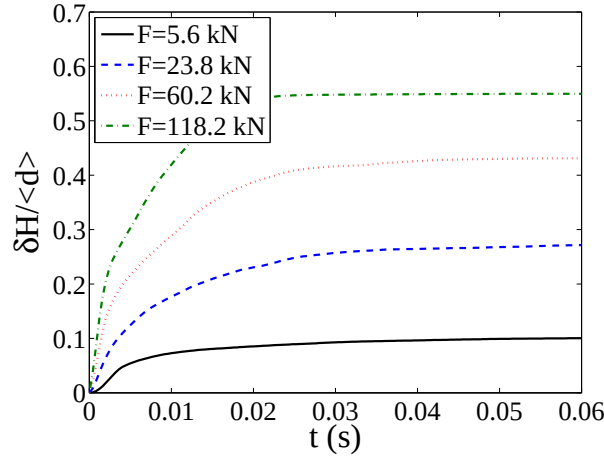


FIGURE 3.6 – Le tassement d'un échantillon avec un rapport d'aspect $\alpha = 0.5$ soumis à différentes valeurs de force F en fonction du temps.

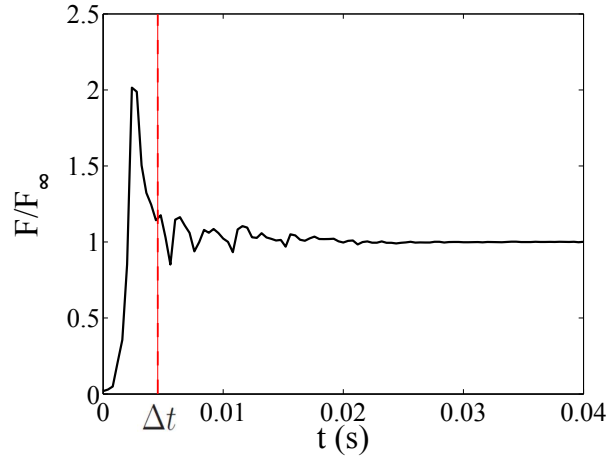


FIGURE 3.7 – Évolution temporelle de la force normale F_b dans le plan inférieur due à l'application d'une force constante $F = 60\text{ kN}$ sur le plan supérieur.

le pic jusqu'à la fin de la relaxation contribuent autant au tassement du système que la forte évolution dynamique depuis l'application de la force au pic.

Le temps caractéristique Δt de la dynamique transitoire est obtenu par une analyse dimensionnelle des unités intrinsèques du système : la masse des particules m , la pression moyenne p et la taille des particules $\langle d \rangle$. Nous avons :

$$\Delta t = \left(\frac{m}{p \langle d \rangle} \right)^{1/2} \quad (3.4)$$

Ce temps peut être interprété comme le temps que prend une particule de masse m pour tomber d'une hauteur égale à son diamètre, sous l'action d'une force égale à pd^2 . Pour une pression moyenne de l'ordre de la pression latérale $\sigma_R = 80\text{ kPa}$, on obtient $\Delta t \simeq 0.005\text{ s}$, ce qui est le bon ordre de grandeur du temps de relaxation observé sur les figures 3.6 et 3.7.

3.3.2 Effet de l'histoire de chargement

De toute évidence, en raison de l'application d'une force finie sur un système initialement stable, la dynamique joue un rôle essentiel dans le tassement total ΔH . Afin d'illustrer cet effet, nous avons appliqué la même force totale $F = 60$ kN sur un échantillon en une seule étape, en deux étapes successives de 30 kN, en trois étapes de 20 kN et en six étapes de 10 kN en permettant à l'échantillon de se relaxer jusqu'à arriver à l'équilibre pour chacune de ses étapes. L'évolution temporelle de δH est présentée sur la figure 3.8 pour ces quatre simulations. Le tassement total le plus important est atteint pour l'application de la force totale en une seule étape ; le tassement total diminue lorsqu'on augmente le nombre des étapes de chargement. Le plus faible tassement est obtenu par compression quasi-statique, ce qui correspond à un grand nombre d'incrément de petites forces.

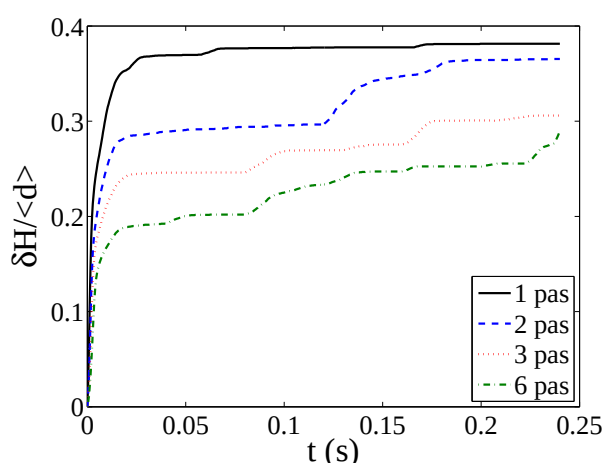


FIGURE 3.8 – Évolution du tassement pour un échantillon soumis à une force verticale totale de 60 kN, appliquée en une, deux, trois et six étapes de chargement.

Un aspect intéressant des essais de compression progressive, comme on peut le voir sur la figure 3.8, est que la déformation la plus importante se produit pendant la première étape de chargement. Le tassement partiel dans les étapes suivantes est moins important et représente presque le même ordre de grandeur à chaque étape. Cela signifie que la microstructure est modifiée par l'application du premier chargement. Cet effet de pré-chargement est illustré dans la figure 3.9 où l'évolution temporelle de δH est tracée pour $F = 60$ kN dans un échantillon sans pré-chargement et pour le même échantillon pré-chargé par l'application d'une force $F = 3,6$ kN. La pré-charge est retirée après la relaxation initiale. Nous voyons que l'évolution est plus régulière dans un échantillon consolidé par l'application de cette pré-charge, avec un tassement plus faible. L'effet de la précontrainte est similaire à celle de la consolidation primaire dans les sols [133]. Bien que les conditions limites soient très différentes ici de celles utilisées pour la consolidation des sols, dans les deux cas l'application d'une pré-charge produit, de manière irréversible, la réorganisation du réseau de contact diminuant sa réponse à une compression secondaire dans la même direction [98, 15].

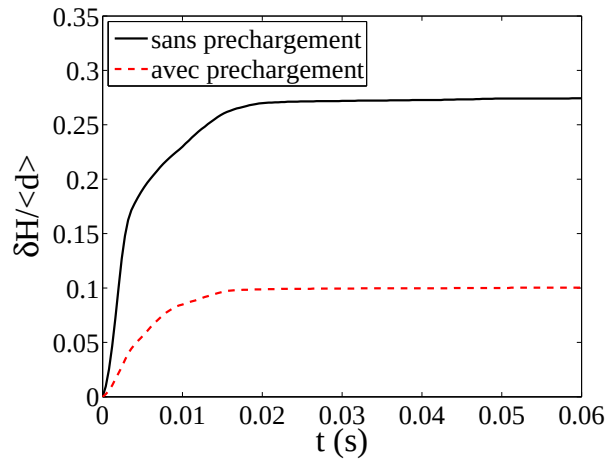


FIGURE 3.9 – Évolution temporelle du tassement pour deux échantillons, avec et sans préchargement, soumis à une force de 60 kN.

3.3.3 Influence du rapport d'aspect

En raison du frottement avec les parois supérieure et inférieure, le tassement produit par une charge appliquée dépend de façon cruciale du rapport d'aspect α . La figure 3.10 montre l'évolution temporelle de δH en réponse à l'application d'une force $F = 60$ kN pour plusieurs échantillons ayant des rapports d'aspects différents. Nous voyons que les rapports d'aspect les plus grands induisent des tassements plus importants. Le tassement total est négligeable pour $\alpha = 0.32$.

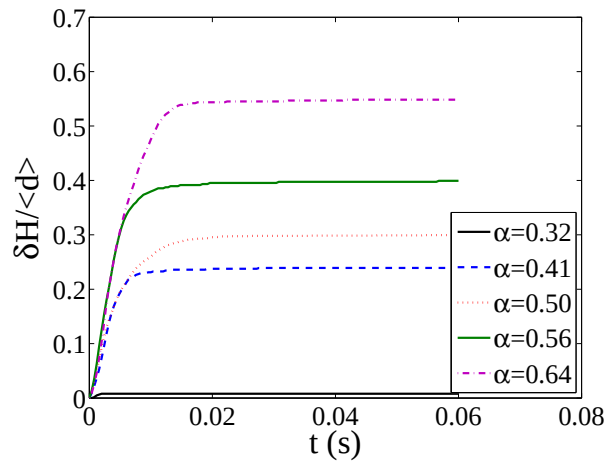


FIGURE 3.10 – Évolution temporelle de la déformation verticale pour des échantillons avec différents rapports d'aspect α , mais pour la même force appliquée $F = 60$ kN.

Pour analyser le rôle du rapport d'aspect, nous considérons l'état d'équilibre mécanique en supposant une parfaite symétrie axiale de l'échantillon et du frottement sur les parois supérieure et inférieure. La symétrie axiale implique $\sigma_{r\theta} = 0$. Il est évident que, en raison de la géométrie cylindrique et du frottement radial, l'état de contrainte n'est pas homogène. Pour simplifier le calcul, nous supposons que la composante de contrainte radiale σ_{rr} ne

dépend que de la distance radiale r à l'axe de l'échantillon ; voir figure 3.11. Par conséquent, la condition d'équilibre des forces pour un élément de volume compris entre deux surfaces cylindriques de rayons r et $r + \delta r$ est donnée par :

$$2T(r) + 2\pi(r + \delta r)H \sigma_{rr}(r + \delta r) - 2\pi r H \sigma_{rr}(r) = 0 \quad (3.5)$$

où $T(r)$ est la force de frottement exercée par les parois supérieure et inférieure qui s'opposent à la déformation radiale de l'échantillon. Pour résoudre l'équation (3.5), nous supposons une relation linéaire à l'intérieur du système entre les composantes des contraintes verticale et radiale :

$$\sigma_{zz} = k\sigma_{rr} \quad (3.6)$$

Cette hypothèse sous-entend aussi le modèle de Janssen et fournit une prévision correcte de la transmission des contraintes dans un silo [89, 88]. Les valeurs du coefficient k sont bornées entre k_a et $k_p = k_a^{-1}$, correspondant aux états limites de Rankine actifs et passifs avec [80] :

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}, \quad (3.7)$$

où φ est l'angle de frottement interne. Nous rappelons que la contrainte principale majeure σ_1 coïncide avec la contrainte verticale σ_H à l'état actif et avec la contrainte radiale σ_R à l'état passif.

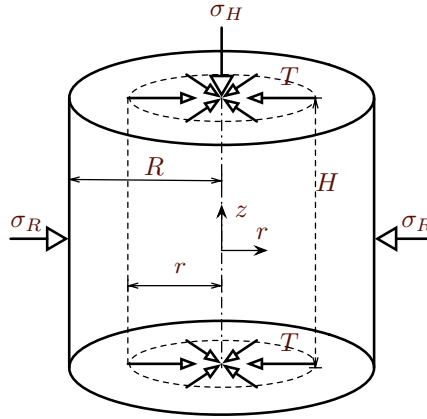


FIGURE 3.11 – Géométrie et conditions limites du système granulaire en présence des forces de frottement des parois T .

En supposant que pendant la déformation initiale la force de frottement $T(r)$ sur les parois est pleinement mobilisée, nous avons :

$$T(r) = 2\pi r \delta r \tau(r) = 2\pi r \delta r \mu_w \sigma_{zz}(r), \quad (3.8)$$

où μ_w est le coefficient de frottement sur les parois. Pour des parois très rugueuses, qui est le cas de notre système avec $\mu_w = 1$, les particules ne glissent pas sur les parois et la mobilisation du frottement est limitée par le coefficient de frottement interne, de sorte qu'il est physiquement juste de poser $\mu_w = \tan \varphi$. Les équations (3.5), (3.6) et (3.8), avec la condition limite $\sigma_{rr}(r = R) = \sigma_R$, donnent :

$$\frac{\sigma_{rr}(r)}{\sigma_R} = \frac{R}{r} \exp \left\{ \frac{\mu_w k}{\alpha} \left(1 - \frac{r}{R} \right) \right\} \quad (3.9)$$

D'après cette équation, les contraintes divergent au centre en $1/r$ et diminuent de façon exponentielle avec σ_R en s'approchant de la périphérie de l'échantillon. En pratique, il est plus commode de considérer la force résultante $f_r(r) = 2\pi r H \sigma_{rr}(r)$ qui varie comme :

$$f_r(r) = f_R \exp \left\{ \frac{\mu_w k}{\alpha} \left(1 - \frac{r}{R} \right) \right\}, \quad (3.10)$$

où $f_R = 2\pi R H \sigma_R$. Cette relation est en bon accord avec le profil de la contrainte moyenne normalisée, calculée dans nos 32 échantillons à l'état passif, comme on peut le voir sur la figure 3.12.

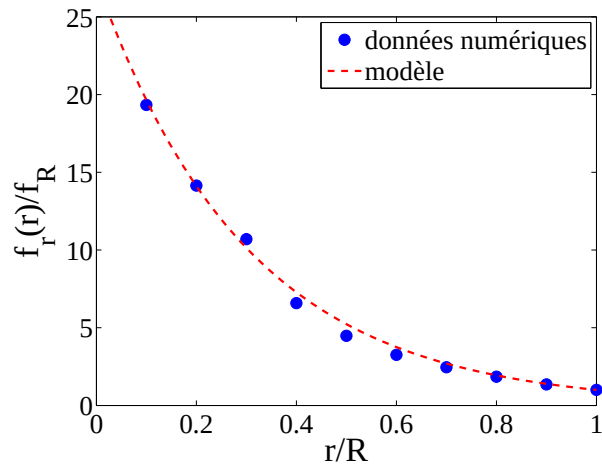


FIGURE 3.12 – Profil moyen de la force radiale normalisée $f_r(r) = 2\pi r H \sigma_{rr}(r)$ en fonction de la distance radiale r de l'axe de symétrie de l'échantillon.

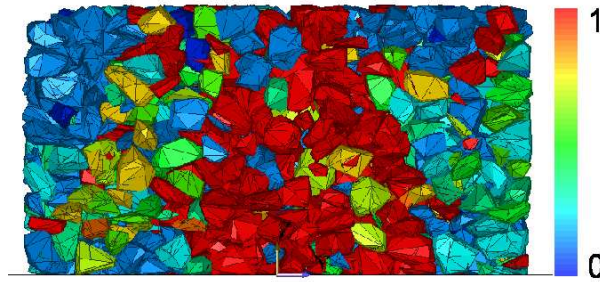


FIGURE 3.13 – Visualisation des contraintes sur les particules, dans une section verticale de l'échantillon passant par l'axe de symétrie.

Pour la mobilisation du frottement sur les parois, il convient de distinguer l'état actif dans lequel les particules ont tendance à s'écouler vers l'extérieur et donc des forces de frottement radiales exercées par les parois supérieure et inférieure sur l'échantillon sont orientées radialement vers l'intérieur, de l'état passif lorsque les particules ont tendance à s'écouler vers l'intérieur (en raison de l'action de la contrainte latérale) et donc des forces de frottement radiales sont orientées radialement vers l'extérieur. Avec nos conventions de signe, la force de

frottement intérieure se comporte comme une force de compression et doit être prise positive alors que la force de frottement extérieure est négative et nous devons remplacer μ_w par $-\mu_w$ dans les équations (3.10) et (3.9). Ainsi, la force radiale diminue pour l'état actif du centre ($r = 0$) vers la périphérie de l'échantillon avec $f_r(0) = f_R \exp\left(\frac{\mu_w k_a}{\alpha}\right)$ et elle diminue à l'état passif de la périphérie ($r = R$) vers le centre avec $f_r(0) = f_R \exp\left(-\frac{\mu_w k_p}{\alpha}\right)$. Sur la figure 3.13, on observe une représentation des contraintes moyennes supportées par les particules sous l'effet des forces exercées par leurs voisins de contact, pour un assemblage à l'état actif. Comme prévu, les plus grandes chaînes de forces se trouvent au centre de l'échantillon et leur intensité diminue vers la périphérie.

L'équation (3.9) peut maintenant être utilisée avec la condition $\int_0^R \sigma_{zz}(r)(2\pi r) dr = \pi R^2 \sigma_H$, pour lier le rapport de contraintes avec le rapport d'aspect. Nous obtenons :

$$\eta \equiv \frac{\sigma_H}{\sigma_R} = 2 \frac{\alpha}{\mu_w} \left\{ \exp\left(\frac{\mu_w}{\alpha} k\right) - 1 \right\} \quad (3.11)$$

Il s'agit d'une relation intéressante car elle montre que, dans l'hypothèse de la mobilisation complète du frottement sur les parois, le rapport de contraintes η est le paramètre pertinent pour l'état de contraintes et ses valeurs limites dépendent du rapport d'aspect α . Le rapport de contraintes η tend vers $2k$ quand $\mu_w/\alpha \rightarrow 0$ et il augmente sans limite quand $\mu_w/\alpha \rightarrow \infty$. L'effet de frottement est amplifié par un facteur exponentiel et il conduit à des valeurs de plus en plus importantes de η . Dans l'état limite actif, k , devrait être remplacé par k_a , tandis que dans l'état limite passif il faut poser $k = k_p$ et remplacer μ_w par $-\mu_w$:

$$\eta_{active} = 2 \frac{\alpha}{\mu_w} \left\{ \exp\left(\frac{\mu_w}{\alpha} k_a\right) - 1 \right\} \quad (3.12)$$

$$\eta_{passive} = 2 \frac{\alpha}{\mu_w} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\mu_w}{\alpha} k_p\right) \right\} \quad (3.13)$$

Pour un système de rapport d'aspect $\alpha = 0.5$ et avec un angle de frottement interne 34° , qui est le cas du matériau de ballast utilisé dans nos simulations [15], on obtient $\eta_{actif} \simeq 0.47$, ce qui est légèrement inférieur à $2k_a \simeq 0.57$, et $\eta_{passif} \simeq 160$, ce qui est beaucoup plus élevé que $2k_p \simeq 7$ pour les parois sans frottement. La raison de cette différence est le fait que les valeurs effectives de k et μ_w à partir d'un état initial préparé par des vibrations ou consolidés par l'application d'une pré-charge, reflètent la mobilisation du frottement interne (pour k) et du frottement sur la paroi (pour μ_w). Le système devient de plus en plus rigide en raison de l'évolution de la microstructure sous l'effet de l'augmentation des charges appliquées. Pour notre modèle de transmission de contraintes, cet écrouissage est essentiellement représenté par l'augmentation des valeurs effectives de k et μ_w . D'autre part, la déformation plastique de notre système est également régie, en partie, par des effets de bord dus au nombre limité de particules.

Une autre conséquence des effets de bord pour notre système est la fluctuation des déformations dans des échantillons indépendants préparés de manière identique. La figure 3.14 montre l'évolution temporelle de δH pour cinq échantillons différents avec le même rapport d'aspect α préparés de manière indépendante, mais suivant le même protocole, et soumis à la même charge verticale ou rapport de contrainte η appliquée en une seule étape. Nous voyons que les déformations transitoires ont la même durée, mais entraînent des tassements

différents. Cette importante variabilité dans le tassement reflète la nature stochastique du processus de déformation et est amplifiée par les petites différences dans la compacité initiale, ainsi que par des détails subtils du réseau de contact.

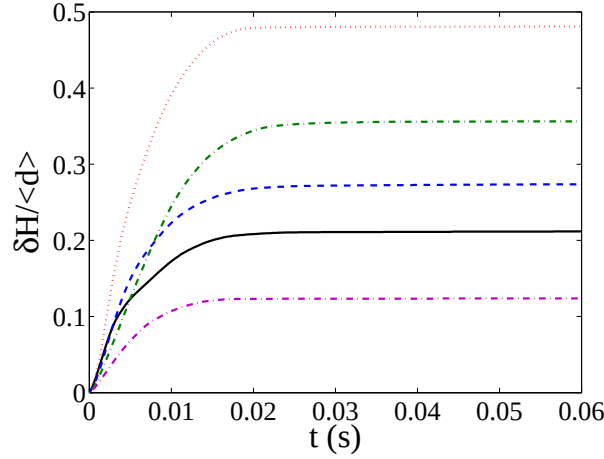


FIGURE 3.14 – Évolution temporelle de la déformation verticale pour cinq échantillons, avec les mêmes valeurs de η et α , mais avec différentes configurations initiales.

Dans la section suivante, nous présentons une étude paramétrique de la déformation verticale totale ΔH et de ses fluctuations statistiques en fonction de α et η pour un ensemble d'échantillons préparés de façon identique et pré-chargés.

3.4 Déformation totale et sa variabilité

3.4.1 Étude paramétrique de la déformation verticale totale

En raison des fluctuations de la réponse entre les échantillons, nous avons besoin d'un grand nombre de simulations afin d'être en mesure de quantifier la dépendance de la déformation totale ΔH vis-à-vis du rapport de contraintes appliqué η et du rapport d'aspect α . Les simulations sont effectuées pour 9 configurations différents avec α variant de $\alpha = 0.36$ à $\alpha = 0.64$. Pour $\alpha = 0.5$, nous générons 32 échantillons indépendants par la procédure décrite dans la section 3.2. Une contrainte de consolidation $\sigma_H = 40$ kPa (correspondant à $\eta = 0.5$) est appliquée à tous les échantillons et retirée après la relaxation. Chaque échantillon est soumis à 500 valeurs différentes de la force verticale avec η dans l'intervalle $[2, 315]$. La force verticale dans toutes les simulations est appliquée en une seule étape de sorte que les effets dynamiques sont systématiquement présents dans le tassement obtenu. Les données sont analysées en considérant à la fois la moyenne de la déformation verticale sur l'ensemble des 32 échantillons indépendants pour une valeur η et α donnée et aussi la variabilité autour de la déformation moyenne.

La contrainte de consolidation est assez grande pour prédisposer l'assemblage granulaire à des incréments de contrainte appliquée dans la même direction. Comme il a été indiqué dans la section 3.3, les effets dynamiques sont réduits par le pré-chargement et par les

charges consécutives du même ordre de grandeur. En raison de la plastification du système dans l'étape de consolidation, l'application d'un rapport de contrainte η en dessous de 0.5 produira de très faibles déformations, comme on observe sur la figure 3.15 pour un système avec $\alpha = 0.5$. Un système consolidé subit des tassements ΔH plus faibles, mais cette différence est plus remarquable pour $\eta < 0.5$. Les valeurs de ΔH augmentent avec η à un taux inférieur dans les échantillons consolidés que dans ceux non consolidés.

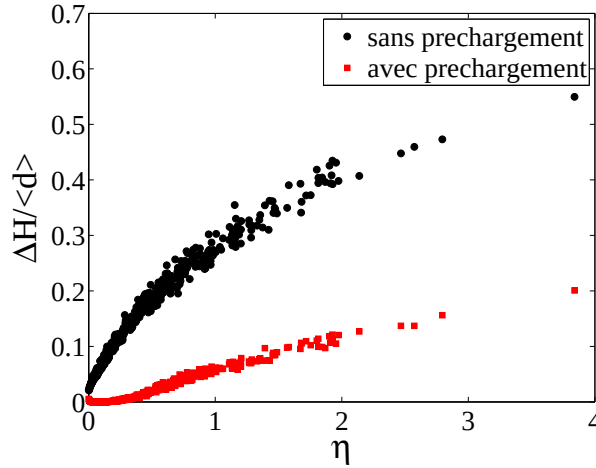


FIGURE 3.15 – Tassement total en fonction de η d'un échantillon de rapport d'aspect $\alpha = 0.5$ pour la configuration initiale (avant la pré-charge) et pour le système pré-chargé.

La figure 3.16 montre le tassement total moyen ΔH en fonction de η pour tous les rapports d'aspect. ΔH est une fonction croissante de η à un taux qui augmente avec α . Mis à part les faibles valeurs de η (proche du rapport de contraintes de consolidation 0.5), où la déformation est également faible pour tous les rapports d'aspect, et les valeurs maximales de η , où les valeurs semblent atteindre un seuil ; ΔH est presque linéaire en fonction de η . Les mêmes données de tassement sont représentées sur la figure 3.17 en niveau de gris dans l'espace des paramètres $[\alpha, \eta]$. Les lignes d'iso-valeur de $\Delta H / \langle d \rangle$ sont tracées pour les données lissées sur le voisinage de chaque point de données. Cette figure montre qu'une même valeur de la déformation verticale peut se produire pour différentes combinaisons du rapport de contraintes et d'aspect. Le tassement est négligeable pour $\alpha < 0.4$ et $\eta < 0.5$ sauf pour les valeurs du rapport de contraintes très élevées ou des rapports d'aspect importants, respectivement.

Étant donnée que α est un paramètre de contrôle de la déformation, il est également intéressant d'utiliser les variations $\delta\alpha$ du rapport d'aspect comme variable de déformation. La figure 3.16 montre que le taux $\delta\alpha/\delta\eta \simeq (1/2R)(-\delta H/\delta\eta)$ est une quantité bien définie qui peut être extraite des données en prenant la pente moyenne de chaque courbe. Sur la figure 3.18 on observe le taux $-\delta\alpha/\delta\eta$ en fonction de α . Il augmente de 0.003 pour $\alpha \simeq 0.35$ à 0.015 pour $\alpha \simeq 0.65$ avec un changement de tendance autour de $\alpha = 0.5$.

Une dépendance théorique de $\delta\alpha/\delta\eta$ sur α peut aussi être obtenue en dérivant l'équation (3.11) pour les états actifs par rapport à α . Nous obtenons :

$$-\frac{\delta\alpha}{\delta\eta} = \frac{\mu_w}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{\mu_w k}{\alpha} - 1 \right) \exp \left(\frac{\mu_w k}{\alpha} \right) \right\}^{-1} \quad (3.14)$$

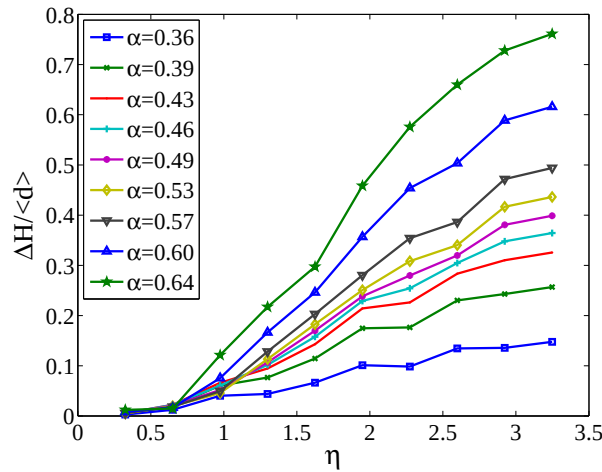


FIGURE 3.16 – Tassement total normalisé en fonction du rapport de contraintes pour différentes valeurs du rapport d’aspect.

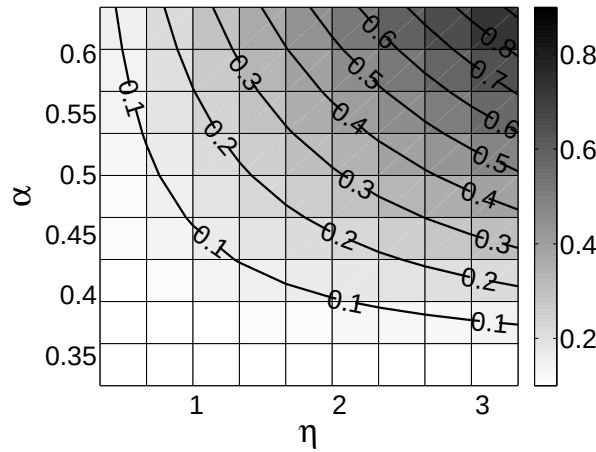


FIGURE 3.17 – Cartographie en niveau de gris des tassements normalisés en fonction du rapport d’aspect α et du rapport de contraintes η . Les lignes correspondent aux iso-valeurs du tassement total normalisé $\Delta H/\langle d \rangle$.

Cette équation donne une augmentation exponentielle en fonction de α avec le bon ordre de grandeur du taux en prenant $k = 2.2$ et $\mu_w = \tan \varphi \simeq 0.67$, comme est indiqué dans la figure 3.18. Ce modèle ne peut pas saisir le comportement observé. Cependant, il reste un point de départ intéressant car il donne une image physique intéressante du mécanisme de tassement : Le tassement est déclenché par une augmentation du rapport de contrainte $\delta\eta$. Le frottement au niveau des parois supérieure et inférieure croît en raison de l’augmentation de la surface de contact πR^2 avec la diminution du rapport d’aspect. Le tassement s’arrête quand $\delta\eta$ est équilibrée par la force de frottement. Cette rétroaction du frottement implique une décroissance exponentielle du taux de tassement pour la diminution de α . Puisque la valeur suggérée de k est inférieure à la valeur théorique $k_a = 3.53$ pour l’état limite actif, le processus semble être régi par une mobilisation partielle de la friction interne.

Cet effet peut être observé sur la figure 3.19, sur laquelle on met en évidence l’influence

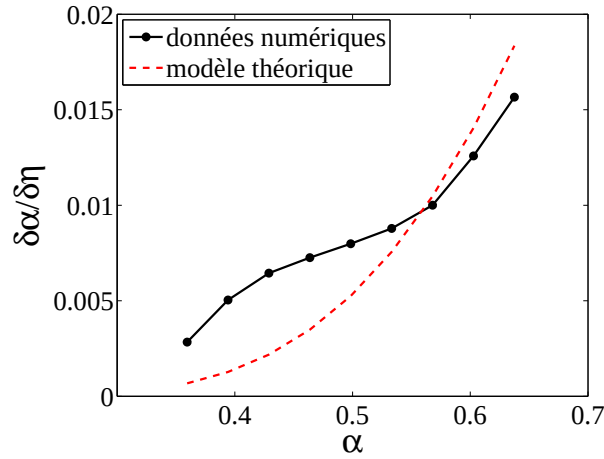


FIGURE 3.18 – Taux de variation du rapport d’aspect α par rapport au rapport de contraintes η en fonction de α pour les données issues de la simulation (symboles) et celles obtenues grâce à l’équation (3.14) (ligne pointillée).

du frottement des parois sur l’évolution de la déformation transitoire. Pour $\mu_w = 0$ nous avons des tassements deux fois plus importants que pour les parois frottantes.

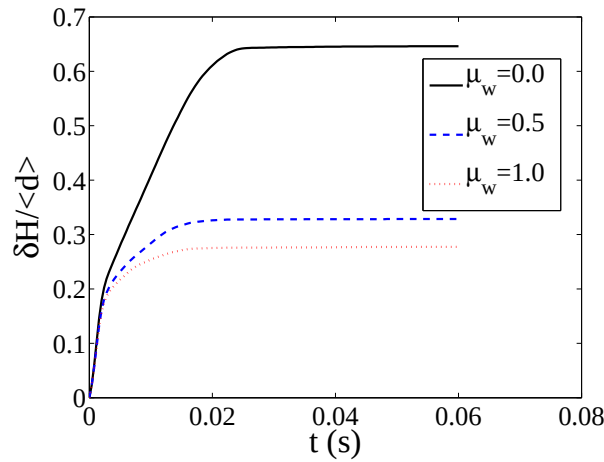


FIGURE 3.19 – Influence du frottement sur l’évolution du tassement, pour des valeurs de $\mu_w = 0, 0.5$ et 1.0 .

3.4.2 Fluctuations de la réponse moyenne

Nous passons maintenant aux fluctuations autour des valeurs moyennes de tassement en fonction de η . La figure 3.20(a) montre l’écart-type S du tassement normalisé par le diamètre moyen des particules calculé pour 32 échantillons indépendants de rapport d’aspect $\alpha = 0.5$ pour chaque valeur de η , avec et sans étape de consolidation. Nous voyons que sans consolidation S augmente avec η avec un taux qui est beaucoup plus rapide dans la gamme $\eta < 0.5$, alors que la consolidation conduit à des variations négligeables dans cette intervalle. Son

ordre de grandeur pour les valeurs importantes de η devient comparable à la valeur moyenne du tassement. Pour comparer S avec la déformation moyenne, nous avons tracé le coefficient de variation, défini par le rapport $C_v = S/\Delta H$ de S et du tassement moyen ΔH , en fonction de η sur la figure 3.20(b). Le coefficient de variation est élevé pour des faibles valeurs de η , mais décroît rapidement dans la gamme $\eta \in [0, 0.1]$ puis continue à diminuer avec un taux plus faible. Cette importante variabilité pour des faibles rapports de contraintes résulte d'un rapport entre deux faibles valeurs (le tassement et son écart-type). Il s'agit de la signature des processus stochastiques qui régissent les déplacements des particules lorsque les forces externes sont trop faibles pour imposer des déformations collectives des grains. Les événements majeurs dans cette gamme sont des mouvements singuliers des particules.

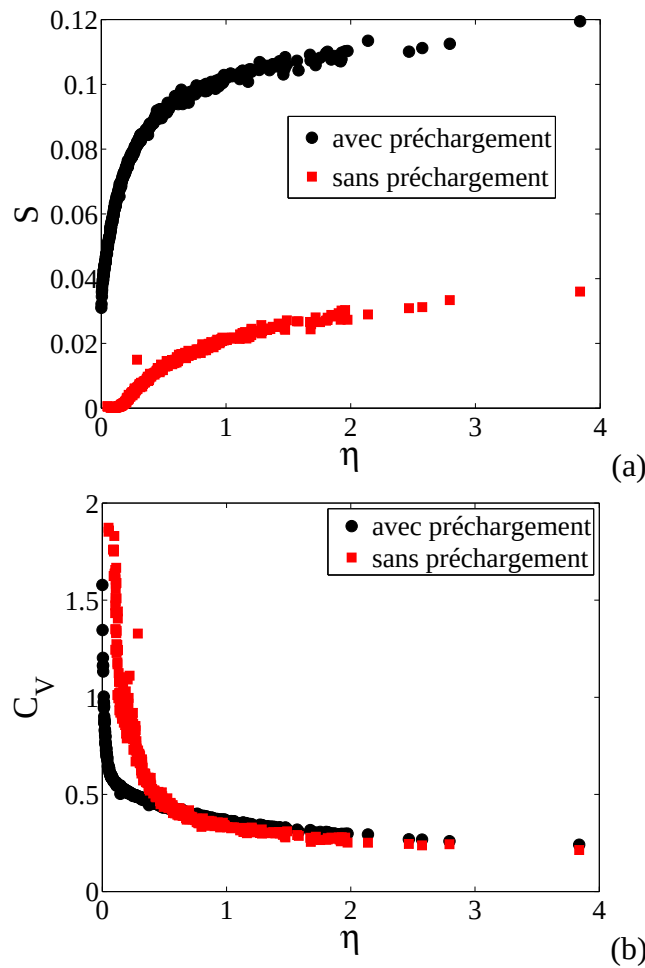


FIGURE 3.20 – (a) L'écart-type S du tassement calculé pour 32 échantillons indépendants pour chaque valeur du rapport de contraintes η avec et sans pré-chargement ; (b) Coefficient de variation en fonction de η .

Sur la figure 3.21 on observe la densité de probabilité de tassements ΔH pour tous les échantillons où les valeurs de tassement sont normalisées par le tassement moyen $\langle \Delta H \rangle$ pour chaque valeur de η . Même si les valeurs de ΔH présentent une forte dispersion, elles peuvent être rassemblées sur une seule distribution en raison de la normalisation par le tassement

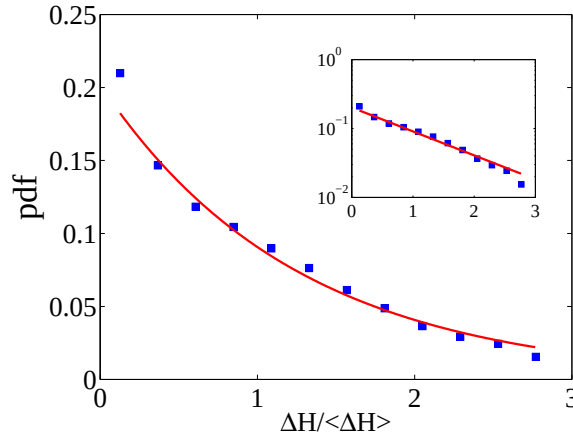


FIGURE 3.21 – Densité des probabilités des tassements ΔH pour tous les échantillons de rapport d'aspect $\alpha = 0.5$ normalisés par le tassement moyen pour chaque valeur du rapport de contraintes (symboles). La ligne représente l'ajustement exponentiel $P(\Delta H) \propto \exp(-\gamma \Delta H / \langle \Delta H \rangle)$ avec $\gamma \simeq 0.8$.

moyen. La distribution peut être ajustée par une fonction exponentielle décroissante :

$$P(\Delta H) \propto \exp\left(-\gamma \frac{\Delta H}{\langle \Delta H \rangle}\right) \quad (3.15)$$

avec $\gamma \simeq 0.8$. Bien que les faibles valeurs de tassement soient les plus fréquentes, la chute exponentielle indique que des tassements importants peuvent survenir avec une probabilité significative. Une distribution exponentielle de tassement signifie que les fluctuations constituent une caractéristique intrinsèque du processus de déformation, contrôlé par le désordre granulaire pour tous les niveaux de chargement. L'équation (3.15) avec la carte des tassements moyens sur la figure 3.17 fournit une information détaillée à la fois sur la dépendance des tassements moyens avec les rapports d'aspect et de contraintes et sur la variabilité entre les échantillons.

3.5 Variables de texture

La texture granulaire, c'est à dire l'organisation spatiale des particules et la topologie du réseau de contact, fournit des informations pertinentes sur l'histoire de chargement [86, 69, 15, 114, 12]. Dans cette section, nous allons brièvement étudier l'évolution de plusieurs variables de texture lors du tassement en fonction de la contrainte appliquée. Ce sont le nombre de coordination moyen z , les proportions K_s , K_d et K_t de contacts simples, doubles et triples, ainsi que la force moyenne prise par chaque type de contact.

La figure 3.22(a) représente un exemple typique de l'évolution de z en fonction du temps dans un échantillon après l'application d'un rapport de contrainte $\eta = 2.5$. La chute rapide initiale de z reflète l'ouverture d'un grand nombre de contacts appartenant au réseau de contacts faibles en raison des déplacements de particules, une caractéristique généralement observée au début de la déformation plastique [103, 102, 5]. Le deuxième pic est la signature

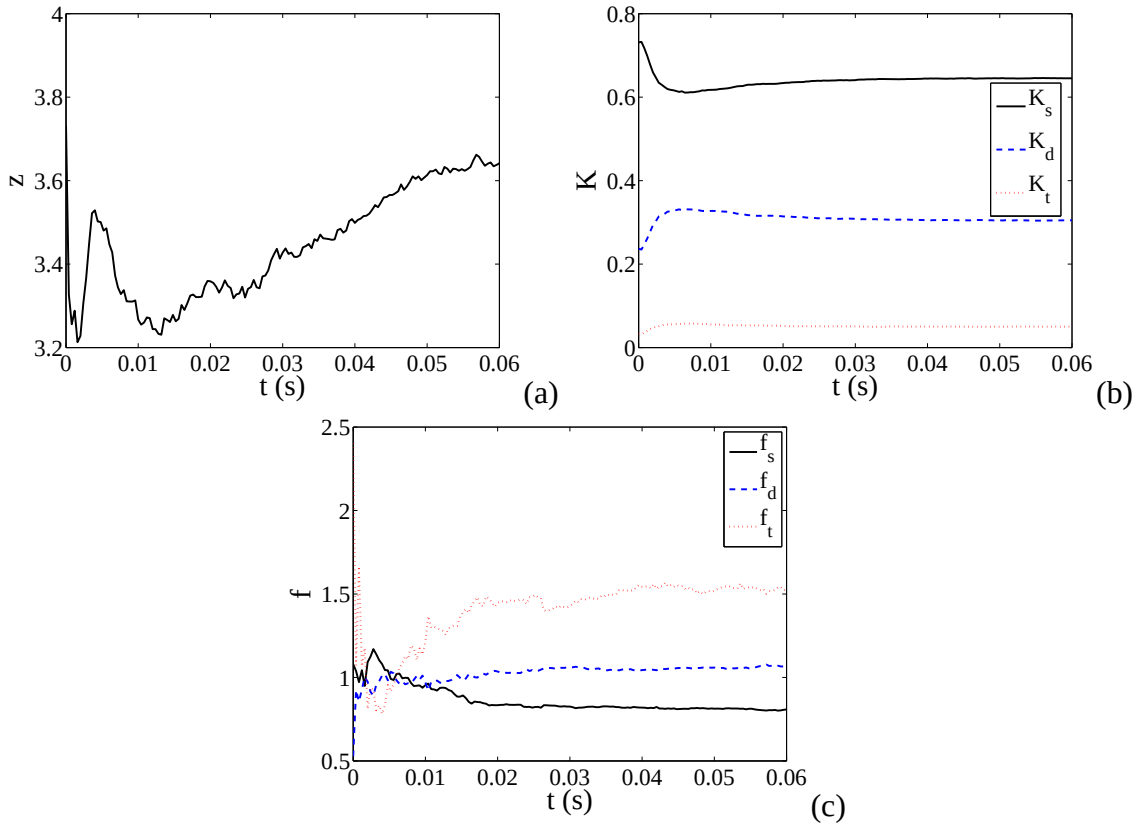


FIGURE 3.22 – Evolution du nombre de coordination (a), les proportions de contacts simple, double et triple (b) et la force moyenne supportée par chaque type de contact (c) en fonction du temps pour un rapport de contraintes $\eta = 2.5$. Les forces sont normalisées par la force moyenne sur tous les contacts.

d'une compaction dynamique collective de l'échantillon correspondant au premier pic de la force observée sur la figure 3.7 suivie d'une légère décompaction et d'une diminution de z . La relaxation continue ensuite avec un taux plus faible et une augmentation progressive de z vers un niveau constant comparable à sa valeur initiale.

L'évolution temporelle est représentée sur la figure 3.22(b) pour K_s , K_d et K_t , pour le même échantillon. Nous observons les mêmes effets dynamiques que pour z . Néanmoins, le principal effet du tassement se reflète dans la diminution de contacts simples et un gain considérable de contacts doubles et triples. Les contacts de type arête-face et face-face permettent la formation des structures locales stables de type colonne, et leur augmentation dans l'échantillon est une signature de l'écrouissage et une meilleure stabilité du système, bien que la proportion de contacts simples soit plus importante tout le temps.

Les contacts doubles et triples créent les fortes chaînes de forces en concentrant les contraintes. La figure 3.22(c) montre les forces moyennes normales f_s , f_d et f_t portées respectivement par les contacts simples, doubles et triples en fonction du temps. Les contacts triples, malgré leur présence faible dans le système, capturent les plus grandes forces, avec une valeur moyenne de l'ordre de 1.5 fois la force moyenne, alors que les contacts simples portent les plus faibles forces où la moyenne des forces supportées est inférieure à la moyenne

globale de l'ensemble. Les contacts doubles concentrent une force moyenne de l'ordre de la force moyenne du système.

Les tendances décrites ci-dessus sur l'évolution de la texture, sont renforcées avec l'augmentation des contraintes appliquées. Par exemple, sur la figure 3.23 on observe l'évolution des proportions des différents types de contacts à la fin du processus de tassement en fonction de η . K_s décroît systématiquement avec η , tandis que K_d et K_t augmentent. Nous constatons également que les forces moyennes prises par les différents types de contacts suivent la même tendance. Cette évolution sous-entend l'aptitude du système à supporter des contraintes plus importantes.

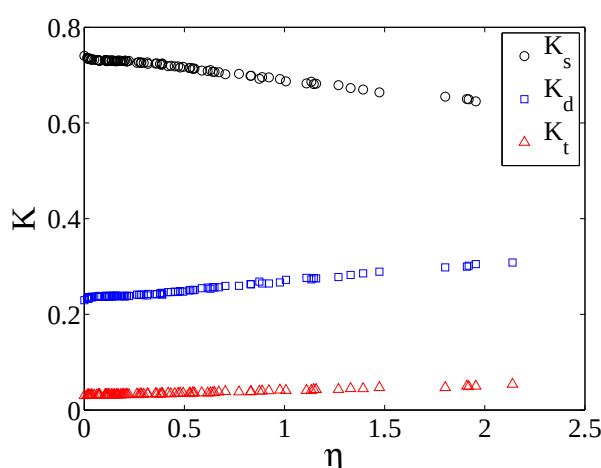


FIGURE 3.23 – Les proportions de contacts simple, double et triple en fonction du rapport de contraintes.

L'analyse de la texture peut être poussée encore plus loin pour inclure les anisotropies de contact et de forces, qui fournissent des informations sur la résistance au cisaillement de matériaux granulaires [61, 9, 14, 129]. En fait, l'évolution des types de contact et de leur rôle dans la transmission de la force sont les caractéristiques les plus intuitives de l'évolution des systèmes de particules polyédriques. Mais il peut être démontré que leur effet est de renforcer l'anisotropie de force et plus spécifiquement les colonnes rigides qui sont formées au centre des systèmes telles que celles observées sur la figure 3.13.

3.6 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons analysé les déformations transitoires d'un matériau granulaire composé de particules polyédriques confinées entre deux parois frottantes, sous l'action d'une force verticale constante appliquée en une seule étape. La forme polyédrique des particules est représentative de particules angulaires souvent trouvées dans la nature et utilisées dans le domaine du génie civil. Le frottement au niveau des parois supérieure et inférieure est également une caractéristique réaliste des matériaux de remplissage utilisés pour soutenir de grandes charges externes. En pratique, la stabilité et le tassement des matériaux granulaires dans des conditions de chargement variables ne peuvent pas être prédits d'une manière

fiable à partir des modèles classiques élasto-plastique de comportement du sol basés sur une approximation des milieux continus de la cinématique et les contraintes. Le rôle des détails microstructuraux, quand un faible nombre de particules est impliqué, est fondamental dans l'application de ces modèles. L'effet de la dynamique lorsque la charge n'est pas augmentée de façon quasi-statique, comme cela est souvent supposé dans les modèles, est un enjeu fondamental pour de tels systèmes. Enfin, les gradients de contrainte induits par le frottement sur les parois compliquent considérablement l'analyse car le frottement sur la paroi et le frottement interne sont étroitement liés. Il est également évident que les déformations sont contrôlées dans une large mesure par l'état initial du matériau et il est important de prendre en compte cet aspect sur l'histoire de chargement.

Pour toutes ces raisons, une description quantitative des déformations transitoires, même dans un système modèle à géométrie contrôlée et des paramètres du matériau semble être une tâche très difficile. L'objectif principal de ce chapitre était de montrer la faisabilité d'une telle description par des simulations et d'analyses appropriées. Les fluctuations entre les échantillons nous ont conduit à effectuer un grand nombre de simulations avec des configurations différentes. Afin d'assurer une reproductibilité raisonnable des tassements moyens, nous avons également ajouté une étape de pré-chargement dans les simulations.

Les résultats présentés dans ce chapitre semblent indiquer que la déformation moyenne a une dépendance bien définie par rapport à la contrainte appliquée. Mais, nous avons également montré que les fluctuations, résultant des désordres de la microstructure variant entre les différentes configurations, sont très importantes et semblent évoluer avec la déformation moyenne. Une autre caractéristique importante a été étudiée en détail, il s'agit de la dépendance entre les déformations transitoires et le rapport d'aspect en raison de l'action du frottement aux frontières. Cet effet est reproduit par un modèle simple basé sur l'analyse des contraintes et suggère que l'augmentation du rapport d'aspect est une variable pertinente pour la déformation d'un système avec des parois frottantes. Il montre que le tassement induit par une charge verticale appliquée sur un matériau granulaire ne dépend pas seulement des pressions horizontales agissant sur le matériau, mais aussi de façon cruciale de la surface de l'interphase grains-parois et du coefficient de frottement du support.

CHAPITRE 4

Essai pénétrométrique dans un matériau granulaire grossier

4.1 Introduction

La réalisation des essais sur site permet de déterminer les paramètres des lois de comportement de la couche intermédiaire ou de la plateforme qui constituent une voie ferrée [7, 121, 51, 107]. Les essais en place (ou « in situ ») de mécanique des sols les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre, les essais au pressiomètre Ménard et au scissomètre de chantier [8]. Les pénétromètres sont soit dynamiques (enfoncés dans le terrain par battage sous énergie contrôlée ou variable) ou quasi-statiques (vérinés dans les terrains à vitesse lente et régulière).

Entre les différents types de pénétromètres dynamiques existants, on peut souligner ceux qui sont nommés de type « léger ». Cette appellation fait référence à la portabilité de l'appareil. Les applications de ce type de pénétromètre peuvent être séparées en deux catégories principales. D'une part, pour le contrôle de compactage des matériaux utilisés comme matériaux de remblai. D'autre part, cet essai peut être utilisé pour la reconnaissance de sols, où il est particulièrement utile lorsque l'accès est contraignant, comme pour les études de stabilité des pentes ou des ouvrages en service (infrastructures routières et ferroviaires, ouvrages enterrés) ou encore lorsque la variabilité des données est un paramètre important à prendre en compte.

Le pénétromètre léger Panda peut également être utilisé pour la caractérisation de la couche de ballast afin d'évaluer un indicateur de l'état du ballast. Néanmoins, la pertinence de la mesure pénétrométrique dans un matériau grossier comme le ballast pose encore beaucoup de questions. Ce matériau étant constitué de particules ayant un diamètre supérieur à 2.5 cm, il apparaît difficile de caractériser les paramètres de comportement avec un pénétromètre léger de 2 cm² de section dont la pointe ne peut entrer en contact qu'avec une ou deux particules pendant son enfoncement.

Le but de ce chapitre est d'évaluer la pertinence de la résistance à la pénétration pour un matériau granulaire grossier comme le ballast et de comprendre l'origine mécanique de cette mesure au cours de l'essai d'enfoncement. Nous avons réalisé des études paramétriques au moyen de la simulation numérique par éléments discrets, afin d'évaluer l'influence des paramètres qui pilotent l'essai de pénétration, tels que la vitesse d'enfoncement et l'énergie fournie.

4.2 Procédures numériques

Dans cette section, je présente la procédure adoptée pour la préparation des échantillons numériques. Nous avons utilisé la méthode NSCD, décrite dans le chapitre 3.

4.2.1 Préparation de l'échantillon

Pour la préparation de l'échantillon, nous avons suivi exactement le même protocole que celui présenté dans le chapitre 3 et utilisé les mêmes propriétés des particules (grains de ballast numérisés). Nous générons un échantillon composé de 5900 grains polyédriques. Cet

échantillon a une hauteur de $H = 0.8$ m et un rayon de $R \simeq 0.35$ m. La masse volumique des grains est de 2700 kg.m^{-3} . Le coefficient de frottement entre les grains est de 0.8 pour tous les échantillons [118, 10, 18]. Les coefficients de restitution normal et tangentiel ont été choisis $\simeq 0$. Sur la figure 4.1, on observe une image de l'échantillon préparé et du pénétromètre simulé.



FIGURE 4.1 – Visualisation de l'échantillon préparé numériquement.

Une pression radiale de confinement de $\sigma_R = 80$ kPa est appliquée sur tous les grains situés sur la périphérie du cylindre tout en maintenant la paroi inférieure fixe. La compacité ρ globale de l'échantillon est de 0.6.

4.2.2 Modélisation de l'essai pénétrométrique

Le pénétromètre utilisé dans cette étude a une section de pointe de 2 cm^2 et une longueur de tige de 0.8 m. L'angle au sommet du cône est de 90° . La masse volumique du pénétromètre est 7600 kg.m^{-3} et le coefficient de frottement entre le pénétromètre et les grains est de 0.3, ce qui correspond au coefficient de frottement entre l'acier et le granite [93, 14, 18]. Au début de l'essai, le pénétromètre est placé au-dessus de la surface supérieure des grains (figure 4.2).

Deux types de chargement ont été appliqués sur le pénétromètre pour le pilotage de l'essai :

- une vitesse d'enfoncement constante est imposée au pénétromètre. Différentes valeurs de la vitesse comprises entre 0.01 m.s^{-1} et 10 m.s^{-1} ont été essayées afin de déterminer la charge exercée par la pointe du cône sur le matériau granulaire,
- une force variable (chargement dynamique) sur le pénétromètre. Ce chargement simule la force appliquée lors d'un choc dans l'essai de pénétration dynamique [18]. La force est un signal semi-sinusoïdal avec une période de $T = 3.2$ ms et une amplitude A_F variant de 10 à 60 kN.

Le pas de temps utilisé est de 5.10^{-4} s dans toutes les simulations. Pour des pas de temps

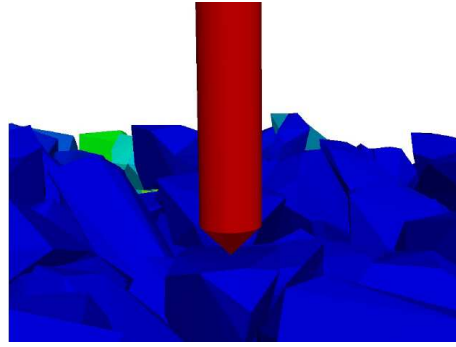


FIGURE 4.2 – zoom sur la pointe du pénétromètre modélisé numériquement.

de cet ordre de grandeur, l'accumulation de l'interpénétration entre les particules est négligeable [118]. Nous avons effectué 32000 pas de temps pour les enfoncements quasi-statiques et 62500 pour les enfoncements pilotés en force, pour atteindre l'enfoncement total dans l'échantillon. Le temps CPU a été de 2.10^{-4} s par particule et par pas de temps sur un ordinateur DELL de vitesse 3.16 GHz. Le nombre d'itérations de Gauss-Seidel a été fixé à 300. Le pas de temps de 5.10^{-4} s nous permet de réaliser un calcul assez précis et d'obtenir une description de l'évolution des paramètres lors de l'application de l'impulsion, qui a une durée de 1.6×10^{-3} s. La figure 4.3 montre le volume des interpénétrations entre particules à la fin du calcul. On voit qu'il reste inférieur à 1% malgré le caractère dynamique de l'essai.

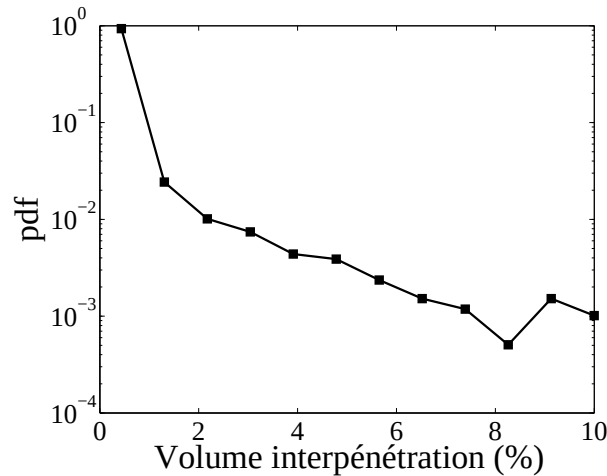


FIGURE 4.3 – Distribution des volumes d'interpénétration à la fin d'un essai.

4.2.3 La résistance de pointe

Deux méthodes différentes ont été utilisées pour le calcul de la résistance de pénétration suivant la nature de la sollicitation appliquée sur le pénétromètre :

- La résistance de pointe statique q_c a été calculée entre deux instants par la relation

$$q_c = \frac{\sum_{i=1}^{N_{cpointe}} f_n \vec{n}}{A_{pointe}}, \text{ prenant en compte que la composante verticale de la réaction, où}$$

- f_n est la réaction normale au contact, n est le vecteur normal au contact, A_{pointe} est la section transversale de la pointe et $N_{cpointe}$ est le nombre de contacts sur la pointe,
- La résistance de pointe dynamique q_d a été calculée par la relation $q_d = \frac{W}{A_{pointe}e}$, où W est le travail développé par la pointe et e est l'enfoncement par coup.

Pour le calcul de q_d dans nos simulations, on va mesurer directement le travail développé par la pointe $W = \vec{F} \cdot \vec{e}$, avec $\vec{F}$ la somme de forces verticales sur la pointe. Ce travail est induit par une impulsion sinusoïdale qui représente l'énergie fournie au système lors de l'impact du marteau de frappe sur le train de tiges pendant l'exécution du test dynamique. Dans les deux cas, pour la résistance à la pénétration nous prenons en compte uniquement les forces agissant sur la pointe.

4.3 Comparaison avec les expériences

Lors des essais sur banc qui ont été présentés dans le premier chapitre nous avons réalisé une série de tests. Ces tests ont été réalisés sur une grille carrée de $0.6 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$, dans laquelle on a effectué 16 essais de pénétration ; voir figure 4.5a. Pour comparer les sondages expérimentaux et numériques, nous avons comparé les distributions statistiques des valeurs de q_d pour 16 essais expérimentaux et 10 essais obtenus par la simulation numérique. Les résultats présentés sur la figure 4.4 montrent que la distribution suit la même loi dans les deux cas.

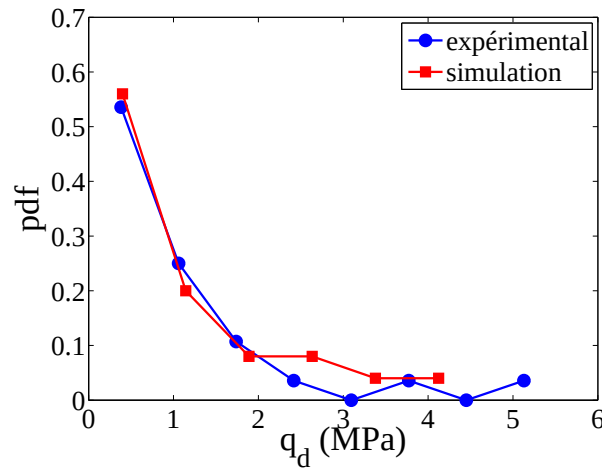


FIGURE 4.4 – Comparaison entre les distributions des valeurs expérimentales et numériques de q_d .

Dans les expériences, nous avons réalisé les essais avec différents niveaux d'énergie. On a effectué la moitié des essais avec un protocole normal de battage et l'autre moitié avec un battage fort. La différence entre les deux réside dans la force appliquée lors du battage et dans la fréquence des frappes. Pour le protocole normal d'essai la frappe se réalise une fois par seconde, pour le battage fort, le temps entre deux impacts est inférieur à 0.5 s. On obtient pour le battage normal une énergie moyenne fournie par impact de 9.28 J, pour le

battage fort cette moyenne est égal à 15.97 J. On obtient des valeurs de résistance moyenne plus élevées pour les essais exécutés avec un niveau d'énergie appliquée élevé par rapport à celles obtenues avec un faible niveau d'énergie. Sur la figure 4.5b, on observe la différence des valeurs moyennes pour chacun des protocoles d'essais réalisé.

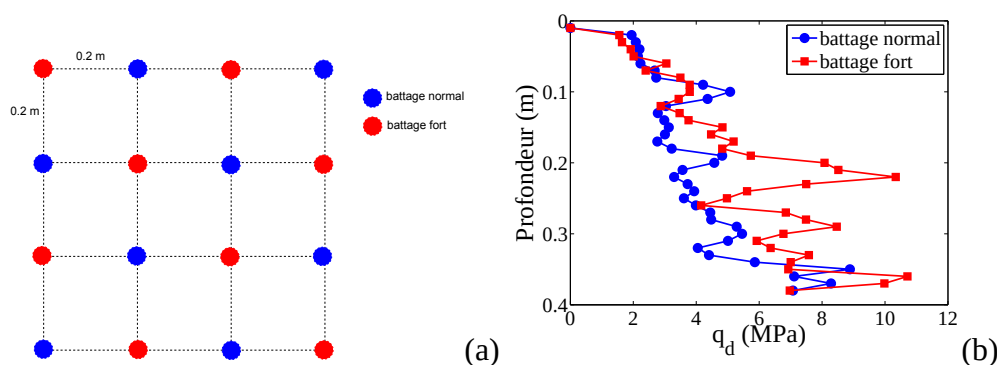


FIGURE 4.5 – a) Schéma de la réalisation des essais expérimentaux avec une énergie normale et forte de battage. b) La moyenne des signaux pour les essais réalisés avec une faible et une forte énergie de battage. La moyenne des essais avec une énergie de battage normale est représentée par la courbe bleue, le test avec une énergie de battage plus importante correspond à la courbe rouge.

Ce constat met en évidence l'importance du protocole adopté lors de la réalisation des essais pénétrométriques sur voie. Une exécution de cet essai avec un battage trop fort se traduit par des valeurs de résistance de pointe surestimées. Par la suite, on va s'intéresser à l'origine de cette différence et aux niveaux des valeurs de la résistance de pointe pour des tests effectués par sollicitation quasi-statique et dynamique.

4.4 Résistance à l'enfoncement

Dans cette section, nous étudions l'évolution de la résistance de pointe q_c en fonction de la vitesse d'enfoncement. Pour le même échantillon initial, nous réalisons l'essai avec 10 vitesses différentes : 0.01 ; 0.02 ; 0.05 ; 0.1 ; 0.2 ; 0.5 ; 1 ; 2 ; 5 et 10 m.s^{-1} . La gamme de vitesses sélectionnées s'étale entre la vitesse minimale appliquée pour le test CPT et les pics de vitesses obtenus lors d'un impact pour un enfoncement dynamique [67, 18]

Le test de pénétration quasi-statique montre des fluctuations importantes pendant le processus d'enfoncement. La figure 4.6 montre les valeurs de q_c au cours de l'enfoncement d'un essai avec une vitesse de 0.02 m.s^{-1} . Les fluctuations reflètent des états de blocage et déblocage lors de la pénétration. Lors d'un blocage, les particules s'opposent à l'enfoncement de la pointe et des chaînes de forces s'étalent de la pointe jusqu'à la périphérie de l'échantillon, comme on peut les voir sur la fig. 4.7.

Pour les 10 essais, nous avons calculé la valeur moyenne de la résistance de pointe statique q_c représentée sur la figure 4.8 en fonction de la vitesse. La valeur moyenne de q_c augmente presque linéairement avec la vitesse de pénétration, ce qui traduit le caractère impulsif

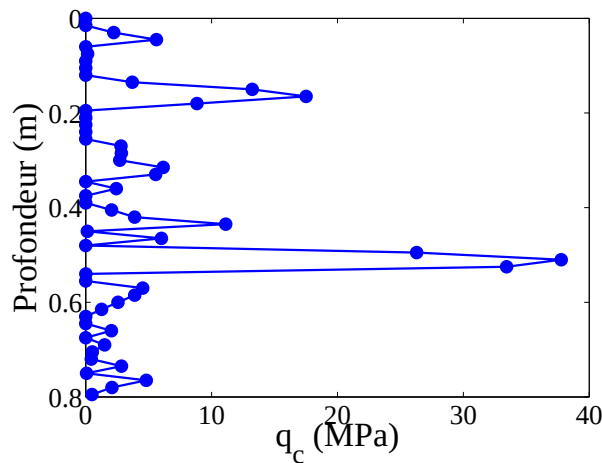


FIGURE 4.6 – Le pénétrogramme pour un essai quasi-statique.

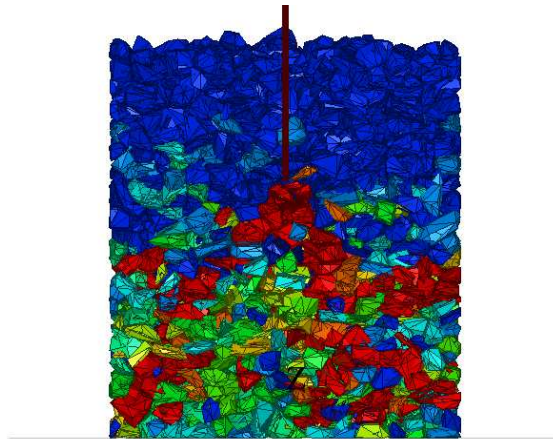


FIGURE 4.7 – Représentation des pressions subies par chaque grain dans une coupe radiale de l'échantillon. Les chaînes de forces générées pendant l'enfoncement sont représentées en rouge.

de la force mesurée. La valeur minimale de q_c est de l'ordre de 3 MPa et peut être interprétée comme la valeur quasi-statique de la force.

Nous avons également effectué 6 essais avec différents niveaux d'énergie appliquée. L'énergie appliquée est définie par la force du signal semi-sinusoïdal $F = F_{pic} \sin(\omega t)$ lors de l'impact ; voir figure 4.9(a). Nous appliquons toutes les 0.5 s cette impulsion pour simuler l'impact du marteau lors de l'enfoncement dynamique. Pour obtenir différentes valeurs d'énergie fournie, nous avons fait varier la force pic F_{pic} . La figure 4.9(b) montre les pénétrogrammes obtenus pour les trois essais simulés avec des forces au pic variant entre 10 et 60 kN.

La comparaison des tests met en évidence des valeurs plus importantes de q_d pour les F_{pic} plus élevées. Pour les essais réalisés avec un $F_{pic} < 30$ kN, le pénétromètre reste bloqué à une profondeur de 0.15 m. Pour les essais avec $F_{pic} = 30$ et 40 kN, nous avons un enfoncement plus proche de celui observé lors d'expériences au laboratoire. Les essais avec

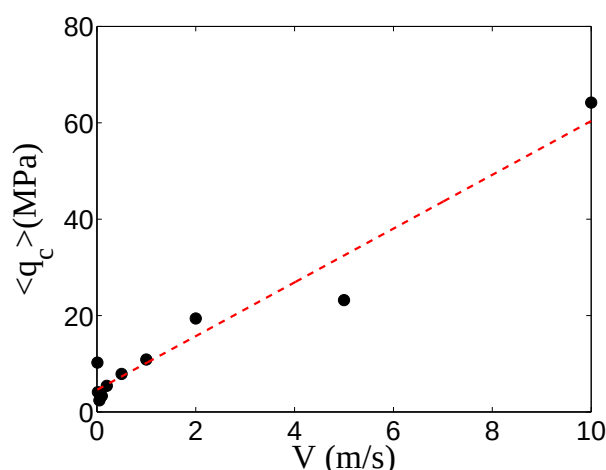


FIGURE 4.8 – La résistance de pointe moyenne $\langle q_c \rangle$ en fonction de la vitesse d'enfoncement.

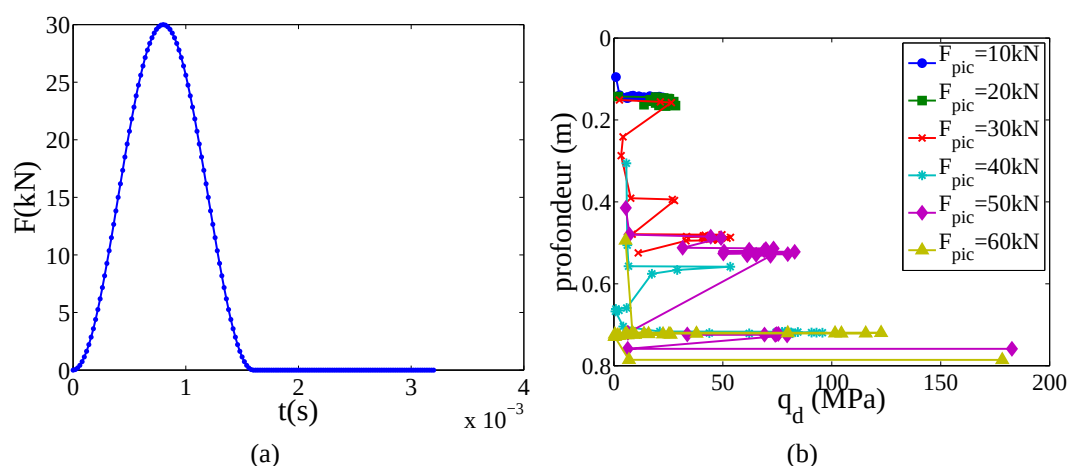


FIGURE 4.9 – (a) Exemple du signal de la force appliquée sur la tige lors du battage dynamique, b) Pénétrogramme des essais dynamiques pour différentes énergies de battage appliquées.

$F_{pic} > 40$ kN, montrent des enfoncements très importants au début et conduisent par conséquent des mesures restreintes souvent au fond de l'échantillon et donc une caractérisation insuffisante des valeurs de q_d dans l'échantillon. Nous observons plusieurs états de blocage pendant le processus d'enfoncement. La pointe de la tige est bloquée à plusieurs reprises aux mêmes profondeurs au cours des différents essais. On observe des fluctuations importantes des valeurs de q_d qui semblent augmenter en moyenne. La résistance de pointe dynamique augmente linéairement avec la force appliquée comme on peut voir sur la fig. 4.10.

Nous comparons ici les valeurs entre les résistances de pointe quasi-statique q_c et dynamique q_d . Pour cela, nous avons pris un essai avec un enfoncement à vitesse constante de 0.02 m.s^{-1} et un essai dynamique avec $F_{pic} = 30$ kN. Ces essais ont été choisis car ils représentent des faibles valeurs de sollicitation en régime quasi-statique et dynamique, respectivement, afin d'éviter les effets dynamiques trop importants générés pour des vitesses d'enfoncement très grandes ou des forces de battage trop importantes.

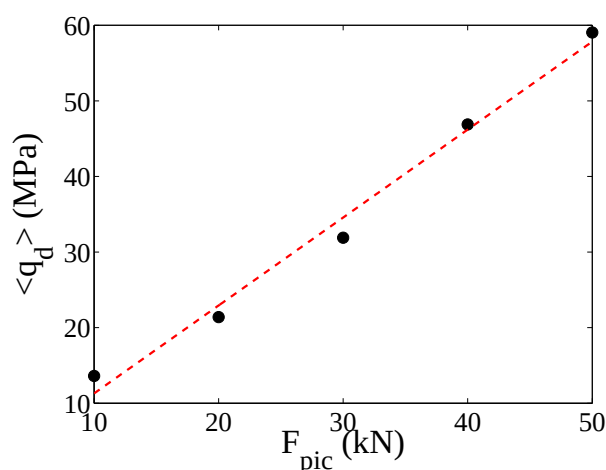


FIGURE 4.10 – Valeurs de la résistance de pointe dynamique q_d en fonction de la valeur au pic de la force appliquée F_{pic} .

La figure 4.11 montre les valeurs de q_c et q_d en fonction de la profondeur. On observe des fluctuations importantes dans les deux types de sondage, avec clairement des états de blocage complet pour l'essai dynamique. Même si les profils des signaux sont très bruités, les valeurs moyennes de q_c et q_d sont de l'ordre de 10 MPa. Ces expressions sont équivalentes car dans les deux cas il s'agit de la mesure du travail développé par la pointe au cours de l'enfoncement. Ce résultat est cohérent avec l'hypothèse d'équivalence entre q_c et q_d pour de faibles vitesses d'enfoncement et des faibles forces d'impact pour le cas dynamique. Ainsi, l'exécution d'un essai suivant un protocole contrôlé et maîtrisé de l'essai statique ou dynamique permet d'obtenir des valeurs équivalentes pour la résistance de pointe.

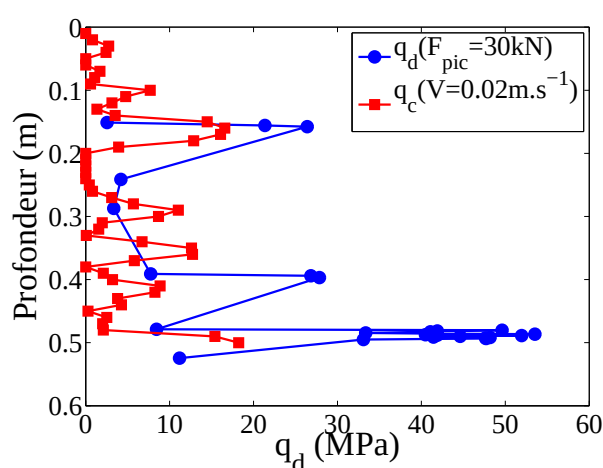


FIGURE 4.11 – Comparaison entre q_c et q_d en fonction de la profondeur.

4.5 Analyse locale de l'essai de pénétration

4.5.1 Essai quasi-statique

Dans cette section, nous analysons l'évolution des propriétés micromécaniques du milieu granulaire au cours du processus d'enfoncement statique. La figure 4.12 montre l'évolution du nombre de coordination en fonction de la profondeur. Le nombre de coordination z est le nombre moyen de contacts par particule, calculé sur la totalité de l'échantillon, lequel est un indicateur de la densité du réseau des contacts. Dans les zones où la réaction verticale montre les fluctuations les plus importantes (figure 4.6), le nombre de coordination z chute. Cela se traduit par une importante perte de la connectivité dans le système au cours du processus d'enfoncement. La vitesse d'enfoncement influence les valeurs de z . Nous pouvons voir que z décroît plus vite pour des valeurs plus importantes de la vitesse d'enfoncement. Nous pouvons considérer également l'évolution des proportions des contacts simples (sommet-face ou arête-arête) K_s , doubles (arête-face) K_d et triples (face-face) K_t au cours de l'enfoncement ; voir fig. 4.13. On constate que la proportion de contacts simples croît tandis que celles des contacts doubles et triples diminuent. Cette augmentation des contacts simples et de z traduit une désorganisation du réseau de contacts, lequel devient moins stable par perte de contacts triples et doubles.

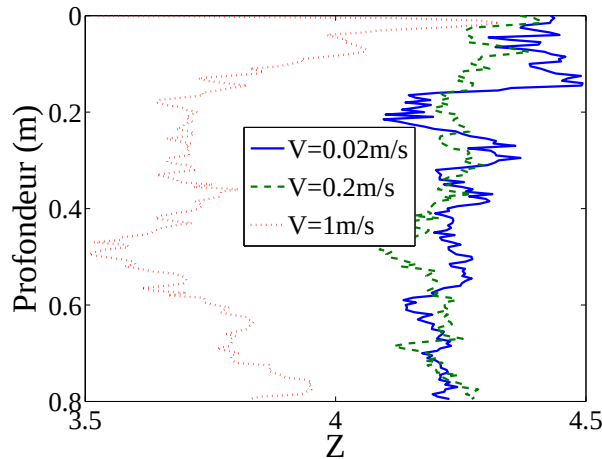


FIGURE 4.12 – Évolution du nombre de coordination z en fonction de la profondeur pour différentes vitesses d'enfoncement.

La réaction verticale R_V n'est pas une simple conséquence du blocage d'un grain sous la pointe, mais elle résulte de la mobilisation du frottement intergranulaire dans tout le système. La figure 4.14 montre l'énergie dissipée par frottement $E_d = \int \|U_t\| \|R_t\| dt$, (où $\|U_t\|$ et $\|R_t\|$ sont les normes des composantes tangentielles de la vitesse relative et de la réaction au contact) en fonction de R_V . On observe une corrélation linéaire, ce qui est remarquable étant données les fortes fluctuations pendant l'enfoncement.

Cette corrélation est encore plus clairement vérifiée sur la figure 4.15. La réaction verticale normalisée $R_V / \langle R_V \rangle$ et la force de frottement normalisée $f_t / \langle f_t \rangle$ varient ensemble avec pratiquement les mêmes pics de fluctuations tout au long de l'enfoncement. Nous avons éga-

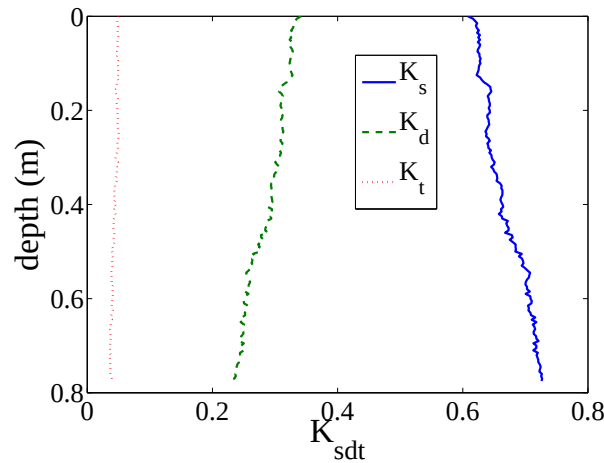


FIGURE 4.13 – Proportion de contacts simples, doubles et triples en fonction de la profondeur.

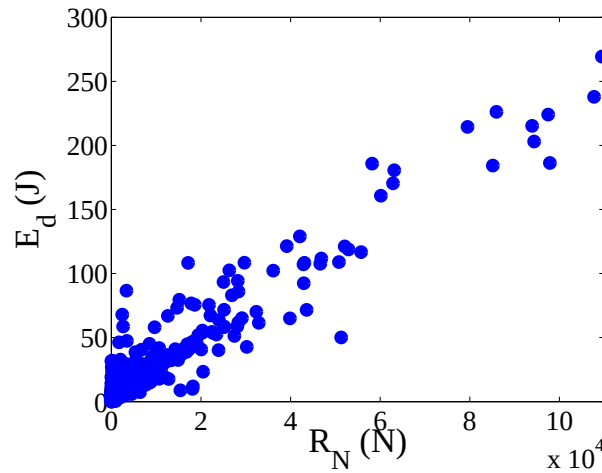


FIGURE 4.14 – Somme des forces de frottement sur tous les contacts f_t en fonction de la réaction verticale R_V sous la pointe.

lement tracé sur la même figure la pression radiale p_L dans le système. Cette pression peut être considérée comme la pression de cavité définie généralement comme la contrainte nécessaire pour créer une cavité à l'intérieur d'un matériau [115, 134]. La figure 4.15 montre que cette pression est aussi très corrélée avec R_V et f_t .

4.5.2 Essai dynamique

Pour le processus d'enfoncement dynamique, nous trouvons des comportements similaires à ceux trouvés pour l'enfoncement quasi-statique. D'abord, nous observons une diminution du nombre de coordination et de la proportion de chaque type de contact. Pour le nombre de coordination z , à chaque impulsion (pendant 0.5 s), nous voyons une importante perte de connectivité dans le système. Sur la figure 4.16, on observe la fluctuation de z en

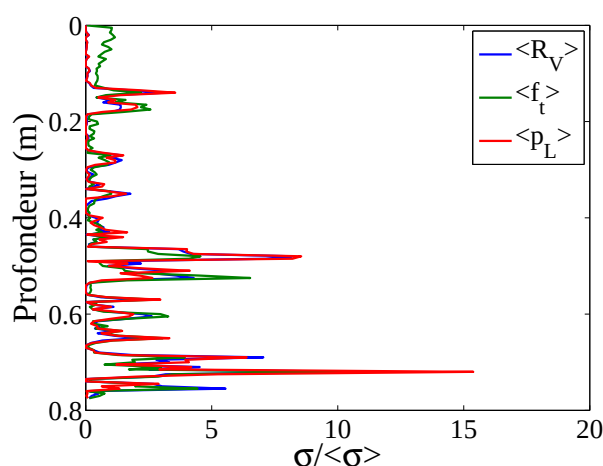


FIGURE 4.15 – Réaction verticale, frottement total des particules et pression de cavité, normalisées par leurs valeurs moyennes, en fonction du temps.

fonction du temps. L'impulsion entraîne une diminution rapide de z suivie d'une augmentation progressive. Néanmoins, z diminue globalement après un certain nombre de coups. Dans le même cas, si on applique des forces d'impact différentes, on obtient le même comportement que pour l'enfoncement quasi-statique. Pour chaque coup, le pic de la perte de z devient plus important avec F_{pic} . z tend vers une valeur stationnaire à la fin de l'essai de pénétration. La valeur stationnaire de z est plus importante pour les faibles niveaux de F_{pic} . Tout comme la vitesse, la force appliquée lors de l'impact influence la connectivité globale des particules. Lorsque l'énergie de battage est grande, le temps de sollicitation, c'est-à-dire, le temps donné par $\langle d \rangle / V$, où $\langle d \rangle$ est le diamètre moyen de particules et V correspond à la vitesse d'enfoncement. Ce temps est plus grand que le temps de réarrangement de particules. Cette mobilisation rapide du réseau produit des blocages dans le système qui induisent des valeurs plus élevées en termes de la résistance de pointe, comme on peut le voir sur la figure 4.10.

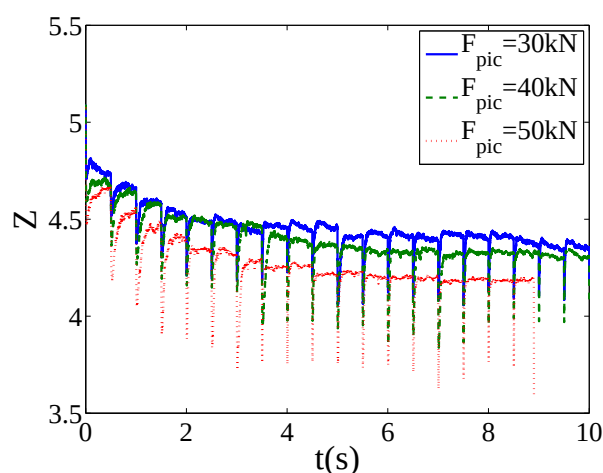


FIGURE 4.16 – Evolution du nombre de coordination z en fonction du temps pour différentes énergies de battage appliquées.

La figure 4.17 montre les incréments des proportions de contacts simples, doubles et triples à chaque pas de temps. On observe que les fluctuations entre les incréments de contacts simples et doubles sont en phase. Lors de l'impact, ce sont ces types de contacts les plus mobilisés. De l'autre côté, les contacts triples (face-face) sont beaucoup moins influencés lors du battage dynamique, dû au fait que ces contacts sont plus stables mécaniquement. Cette mobilisation forcée du réseau de contacts, qui touche plus les contacts de type simples et doubles, va générer des blocages dans l'avancement de la pointe lors de l'enfoncement.

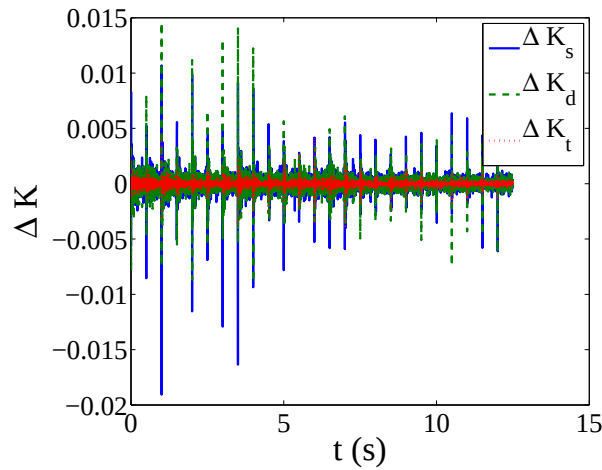


FIGURE 4.17 – *Incrément de la proportion de contacts simples, doubles et triples, en fonction du temps.*

Il est aussi intéressant d'examiner la corrélation entre la vitesse moyenne $\langle u_t \rangle$ des particules et la force de frottement moyenne f_t , comme présentée sur la figure 4.18 pour la durée d'une impulsion (0.5 s). Les valeurs les plus élevées du mouvement moyen des particules ont lieu pour les plus faibles valeurs de f_t . Inversement, les valeurs importantes de f_t cumulées correspondent à des états de blocage où le mouvement moyen des particules est plus faible.

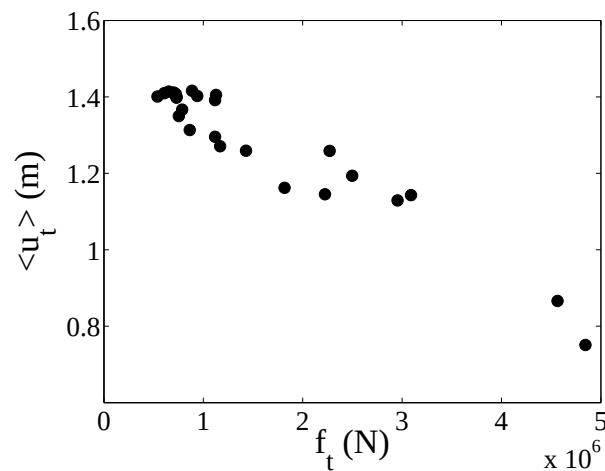


FIGURE 4.18 – *Corrélation entre le frottement total cumulé des contacts et le mouvement moyen des particules.*

4.6 Pertinence de l'essai pénétrométrique dans le ballast

Comme nous l'avons évoqué au début de ce chapitre, le pénétromètre dynamique léger est utilisé actuellement sur les voies ferrées comme moyen d'auscultation pour la détection de couches qui constituent la voie ballastée. L'utilisation de ce pénétromètre pour le ballast est contestée en raison de la taille de grains (diamètre moyen de l'ordre de 3.75 cm) par rapport à la section transversale de la pointe (2 cm^2). La taille des grains est nettement plus grande que dans des autres types de sols où cet appareil est employé.

Nous avons utilisé les simulations développées dans l'étude paramétrique pour étudier la pertinence de l'utilisation du pénétromètre Panda sur le ballast pour sa caractérisation mécanique. Pour l'échantillon de rayon $R = 0.35 \text{ m}$ et $H = 0.8 \text{ m}$ de hauteur, nous avons analysé un essai réalisé à vitesse imposée de 0.02 m.s^{-1} (quasi-statique). Sur la figure 4.19(a) nous observons le champ de déplacement de particules sur une coupe radiale au centre de l'échantillon. Lors de l'enfoncement, la tige déplace un volume des particules conique concentré autour de la pointe. Ce « cône » atteint un diamètre de l'ordre de 0.7 m sur la surface de grains. Par ailleurs, les contraintes se concentrent sous la pointe comme on observe sur la figure 4.19(b). Les chaînes de force vont de la pointe de la tige jusqu'à la périphérie de l'échantillon.

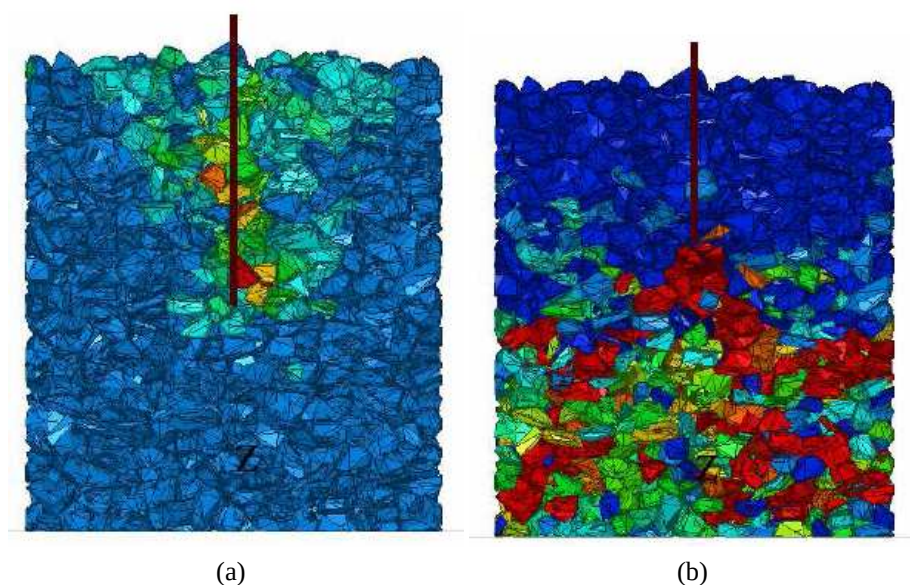


FIGURE 4.19 – (a) Le champ de déplacement des particules pendant l'enfoncement quasi-statique, b) Champ de pression des particules pour l'enfoncement quasi-statique. Les niveaux faibles sont en bleu, les niveaux forts sont en rouge.

A partir de ces observations sur la mobilité des particules et les efforts générés dans le matériau lors de l'enfoncement, on peut définir une « zone d'influence » qui contrôle la résistance à l'enfoncement. La résistance de pointe q_c résulte ainsi de la mobilisation de grains éloignés de la pointe. Même si la tige ne touche qu'un grain de ballast et malgré les fluctuations des valeurs de q_c , on peut ainsi considérer que les valeurs moyennes des forces mesurées résultent de l'état mécanique du ballast.

Pour les profondeurs considérées, l'étendue horizontale de la zone d'influence est de

l'ordre de 10 diamètres, soit 35 cm. La figure 4.20 montre la zone d'influence de l'essai par rapport à la géométrie de la voie (rail - traverse). La réalisation des deux essais (un de chaque côté de l'extrémité d'une traverse ou blochet), permet ainsi d'obtenir une information sur l'état mécanique sous la traverse.

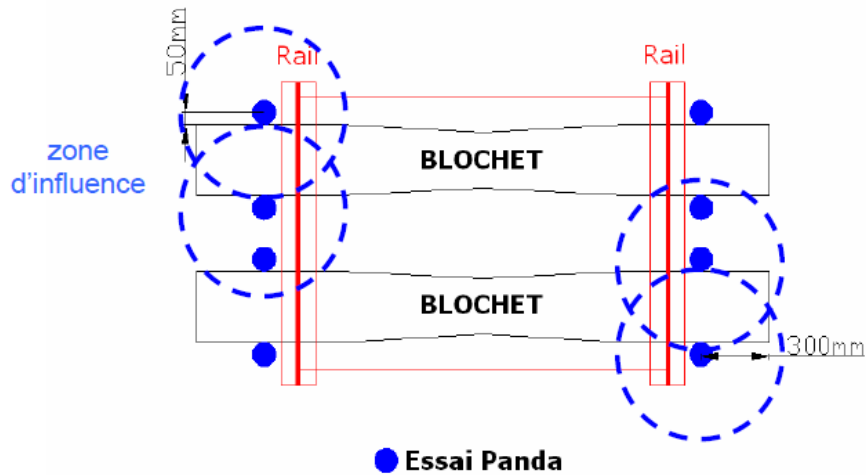


FIGURE 4.20 – zone d'influence de l'essai pénétrométrique sur place.

4.7 Convergence et répétabilité de l'essai pénétrométrique

Les analyses précédentes justifient en partie l'utilisation du pénétromètre Panda pour la caractérisation de l'état de la voie. Mais étant données les fluctuations, des questions se posent en ce qui concerne le nombre optimal de sondages à réaliser sur une zone pour sa caractérisation mécanique pour être en mesure d'obtenir une caractérisation moyenne représentative de l'état du matériau.

4.7.1 Convergence de la mesure : intervalle de confiance

Afin de déterminer le nombre de sondages nécessaires pour une valeur moyenne bien définie dans une zone de la voie ballastée, nous avons étudié la convergence de la moyenne de la résistance de pointe q_d . Nous avons réalisé un total de 38 essais pénétrométriques sur l'échantillon numérique présenté dans la section 4.2.1. Ces sondages ont été disposés suivants les axes X et Y de l'échantillon, séparés de 1 cm. A la fin de chaque sondage, l'échantillon est réinitialisé à l'état initial, afin d'éviter d'influencer les mesures d'un sondage par les réarrangements de la structure granulaire induits par l'essai précédent. Pour étudier la convergence, on calcule la valeur moyenne en fonction du nombre d'essais :

$$\langle q_{di} \rangle(j) = \frac{1}{j} \sum_{i=1}^j q_{di}, \quad (4.1)$$

avec $j = [1, \dots, 38]$. La figure 4.21 montre la convergence de cette moyenne, avec les bornes supérieure et inférieure établies pour les intervalles de confiance. On constate sur cette figure que le nombre minimal d'essais nécessaires pour converger est de 10. La moyenne obtenue à partir de 2 sondages correspond à une erreur du 30%. Il est nécessaire de prendre en compte cette erreur dans les prédictions du tassement et de l'ajouter dans les fuseaux de variabilité du modèle développé dans ce travail.

Les intervalles de confiance montrent les fuseaux obtenus pour tous les cas possibles de convergence ; pour chaque tirage aléatoire de l'ordre d'essais, la courbe de l'évolution de la moyenne pour j sondages est contenue à l'intérieur de ce fuseau. Les intervalles de confiance ont été définis par :

$$\left[\bar{q}_d - 1.96 \frac{\sigma(q_d)}{\sqrt{j}}; \bar{q}_d + 1.96 \frac{\sigma(q_d)}{\sqrt{j}} \right], \quad (4.2)$$

où $\bar{q}_d$ est la moyenne globale de q_d , $\sigma(q_d)$ est l'écart-type de q_d et j le nombre de sondages pris en compte. La valeur de 1.96 indique que les valeurs des courbes ont une probabilité de 95% (la valeur du degré de confiance de l'intervalle) de se trouver à l'intérieur de ce fuseau. L'ouverture qui reste à la fin de la courbe entre les deux intervalles correspond au coefficient de variation C_V qui est de l'ordre de 30% pour les valeurs de q_d .

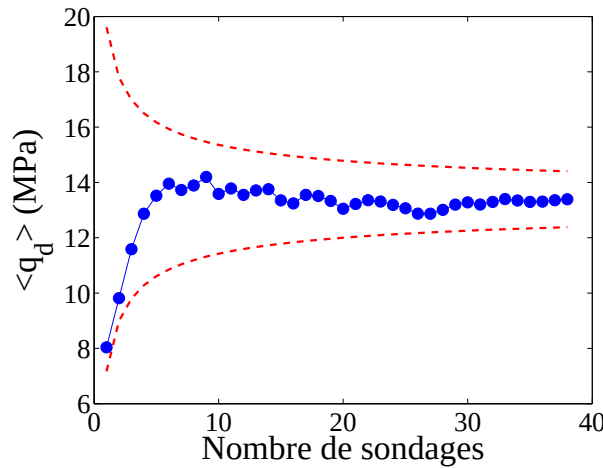


FIGURE 4.21 – Convergence de la moyenne de la résistance de pointe q_d avec son intervalle de confiance à 95%.

Nous avons réalisé les mêmes analyses pour évaluer le nombre de points de mesure nécessaires pour chaque sondage. L'idée est de quantifier le nombre minimal de points par sondage pour obtenir une estimation de la moyenne représentative du sondage. La convergence de la moyenne en fonction du nombre de points et l'évolution de l'intervalle de confiance sont présentés sur la figure 4.22. Cette figure montre qu'à partir de 50 points, la moyenne commence à converger vers la valeur globale de la moyenne.

4.7.2 Distribution des résistances de pointes dans l'échantillon

La résistance de pointe q_d est un paramètre lié, d'une façon implicite, à la densité du matériau [67, 115, 134, 22, 18]. Cette mesure de résistance nous permet de connaître les

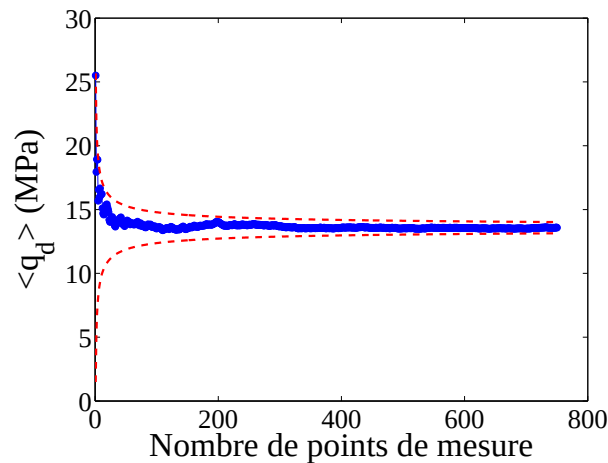


FIGURE 4.22 – Convergence de la moyenne de la résistance de pointe q_d par sondage, en fonction du nombre des points de mesure, avec son intervalle de confiance à 95%.

distributions des valeurs de q_d à l'intérieur de notre matériau. Ces données sont utiles pour caractériser des zones à faible ou forte résistance, dans lesquelles les arrangements de grains et les déformations locales se font de manière plus ou moins difficile. A partir de mesures pénétrométriques réalisées sur différentes zones de la voie, on peut quantifier les zones de faible résistance, pour lesquelles des tassements plus importants sont prévisibles, par rapport à des zones adjacentes ; ceci se traduira par des tassement différentiels de la couche de ballast.

Nous avons étudié la cartographie des résistances de pointe à l'intérieur de notre échantillon, pour des sondages séparés de 1 cm, sur l'axe X . La figure 4.23 montre les résultats de cette analyse. On constate que les valeurs de q_d augmentent en fonction de la profondeur et que pour notre échantillon ces valeurs sont assez homogènes sur le plan horizontal (axe X). Sur les derniers 5 cm on voit une augmentation de la résistance de pointe, induite par les conditions de bord (le plan inférieur de l'échantillon).

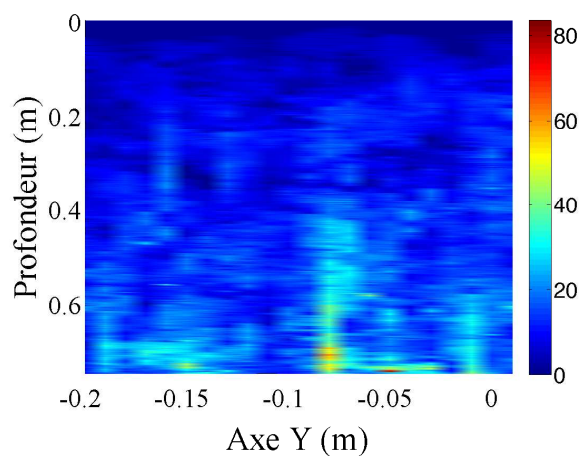


FIGURE 4.23 – Cartographie des résistances de pointe dans l'échantillon.

4.7.3 Longueur de corrélation des résistances de pointe

Comme l'essai de pénétration est ponctuel, il est important de proposer une disposition optimale pour la réalisation des sondages. En d'autres termes, on voudrait déterminer les distances maximales pour la réalisation des essais Panda sur une voie, afin de minimiser le nombre de sondages. Pour cela, nous allons utiliser les développements méthodologiques fournis par la *Geostatistique* [26].

Pour notre échantillon numérique, nous pouvons caractériser les sondages réalisés par la liste des valeurs numériques $z = (z_1, \dots, z_n)$ qui correspondent aux moyennes de q_d pour chaque sondage, et les coordonnées des sondages $(s_1, \dots, s_n)$ auxquelles la variable a été mesurée et qui nous donnent les emplacements des sondages dans notre échantillon. Nous avons fait des essais suivant un axe passant par le centre de l'échantillon et séparés de 1 cm les uns des autres.

Pour évaluer les corrélations des données, nous considérons les différences quadratiques $(z_i - z_j)^2$ des valeurs de q_d . La différence quadratique $\gamma_{ij} = (z_i - z_j)^2$ des résistances de pointe a tendance à croître en fonction de la distance $h_{ij} = |s_i - s_j|$. Cela veut dire que les paires de valeurs de résistance de pointe mesurées dans des sondages proches ont tendance à être plus similaires que celles mesurées à partir de points plus éloignés. Les valeurs de γ_{ij} vont croître jusqu'à une valeur maximale correspondant à un palier pour cette valeur. La distance h pour laquelle on obtient une valeur stabilisée C de γ_{ij} sera la portée ou la distance de corrélation a [26].

Pour déterminer la portée a , au-delà de laquelle les valeurs de sondages obtenues sont indépendantes, nous avons calculé le variogramme de nos simulations. Le variogramme empirique est donné par :

$$\gamma^*(h) = \frac{1}{2n_h} \sum_{s_i, s_j \in S_h} (z_i - z_j)^2, \quad (4.3)$$

où $S_h = \{(s_i, s_j) : |s_i - s_j| \approx h\}$ et n_h est le nombre de sondages placés à une distance h . La figure 4.24 montre le variogramme expérimental obtenu pour les valeurs moyennes de q_d par sondage. On utilise la fonction d'ajustement du variogramme théorique de type exponentiel-pépitique de la forme :

$$\gamma(h) = C(1 - \exp(-|h|/a)) \quad (4.4)$$

avec $C = 10$ et $a = 0.35m$. Pour notre échantillon, cette valeur de a indique que les sondages placés à une distance inférieure à $0.35m$ entre eux sont corrélées. Pour réaliser une analyse plus précise sur cette partie, nous devons étudier des cas avec des géométries beaucoup plus grandes. Sur la figure 4.24 on observe bien cette dépendance spatiale, car les valeurs de $\gamma(h)$ n'atteignent pas un palier de valeur C .

4.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'ensemble des simulations numériques à l'aide des méthodes par éléments discrets et l'approche *Non Smooth Contact Dynamics* d'un essai de pénétration. Nous avons étudié l'origine de la résistance de pointe à l'échelle des grains

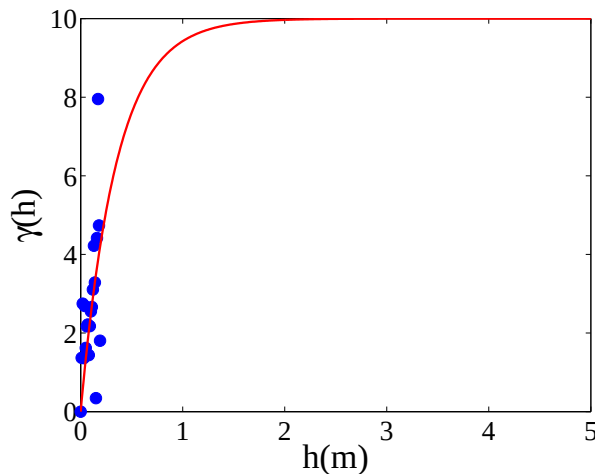


FIGURE 4.24 – Variogramme expérimental des moyennes de q_d sur chaque sondage et variogramme théorique.

et l'influence de l'énergie appliquée sur cette mesure, pour les essais de pénétration quasi-statique et dynamique. Dans le cas quasi-statique, nous avons montré que les valeurs de résistance à la pénétration statique augmentent avec la vitesse d'enfoncement. Celle-ci est produite par les états de blocage autour de la pointe conique. Pour le cas dynamique, la résistance à la pénétration dynamique augmente avec l'énergie appliquée. Les états de blocage se produisent quand des particules autour de la pointe sont empêchées de se déplacer par les forces de frottement et la présence de chaînes de forces normales. Ces observations ont permis de mettre en évidence l'importance du protocole utilisé pour les essais pénétrométriques sur la voie ferrée. L'énergie de battage fournie (fonction de la vitesse ou de la force imposée) vont générer des effets dynamiques dans le système, qui vont engendrer des valeurs de résistance de pointe surestimées.

Nous avons comparé la résistance à la pénétration dynamique avec la résistance à la pénétration statique pour une vitesse d'enfoncement équivalente. Nous obtenons des valeurs similaires de résistance dans les deux cas, avec la même valeur moyenne. Les expressions dynamique et statique sont équivalentes car dans les deux cas il s'agit de la mesure du travail développé par la pointe au cours de l'enfoncement. Nous avons montré que le nombre d'essais nécessaire pour commencer à converger vers la résistance moyenne est de l'ordre de 10. L'effet de prendre 2 sondages, comme nous l'avons fait pour le protocole de prédiction du tassement dans le chapitre 2, entraîne une erreur de 30% sur l'estimation de la moyenne globale. Cette erreur doit être incorporée dans les fuseaux de variabilité de l'estimation de tassement du ballast. Le nombre de mesures (« coups ») par sondage doit être au minimum de 50 points pour atteindre la moyenne de q_d dans un sondage. Enfin, nous avons montré la dépendance spatiale des mesures pénétrométriques dans l'échantillon, ce qui implique une distance minimale entre les points de mesure.

CHAPITRE 5

Rhéologie d'un matériau granulaire sous chargement cyclique

5.1 Introduction

Dans le chapitre 2, nous avons présenté une série d'essais sur un banc à échelle réelle pour caractériser le comportement du ballast. L'ensemble des travaux développés pendant notre campagne expérimentale nous a permis de caractériser des indicateurs de l'état initial et des sollicitations qui influent sur la réponse globale de notre système soumis aux chargements cycliques. Nous avons identifié et évalué les paramètres macro-mécaniques qui pilotent la réponse. Néanmoins, les paramètres rhéologiques de ce matériau granulaire grossier restent méconnus.

Le ballast est soumis à des charges cycliques induites par le trafic des trains. En raison de ce chargement, la densification du ballast, la dégradation globale de la structure et les déformations latérales du matériau engendrent des déformations permanentes sur la voie ferrée [106, 24, 40, 65, 127, 51]. Les coûts d'entretien et de réhabilitation des voies ferrées liés à la performance du ballast sont considérables.

Dans les matériaux granulaires, différents mécanismes jouant sur la réponse rhéologique sous chargement quasi-statique ou cyclique ont été identifiés. Lors du cyclage, le matériau suit une densification progressive en fonction du nombre de cycles [60, 17, 84]. Cette densification est plus marquée lors des premiers cycles de chargement qui cumulent la plupart de la déformation avec une hystérésis marquée dans les boucles de la courbe de déformation [41]. D'autres phénomènes peuvent également influencer le comportement rhéologique du matériau, tels que l'usure ou l'érosion des grains lors du chargement cyclique [65].

L'objectif de ce chapitre est de caractériser la rhéologie du ballast dans un domaine de chargement similaire aux essais développés au laboratoire, pour valider l'approche discrète et les études des propriétés micromécaniques que nous avons réalisées par la suite. Cette caractérisation nous permettra d'obtenir une compréhension physique du comportement du ballast à l'échelle des grains, d'une part, et d'identifier les paramètres rhéologiques les plus importants lors du chargement quasi-statique ou cyclique de notre matériau granulaire grossier, d'autre part.

5.2 Rhéologie quasi-statique d'un matériau granulaire grossier

Nous avons étudié la réponse globale, en termes des déformations et des contraintes, du matériau ballast lors de la stabilisation initiale (« rampe de chargement ») avant le chargement cyclique développé pendant les expériences menées au Centre d'Essais et d'Expertise de la SNCF (décrites dans le chapitre 2 de ce travail). Le comportement global sera comparé avec un échantillon numérique cylindrique en configuration triaxiale. Pour les analyses de stabilité et de déformation, nous avons pris un échantillon avec un rapport d'aspect $\alpha = 0.5$, présenté dans le chapitre 3. Sur cet échantillon, nous avons appliqué des chemins de contraintes équivalents à ceux du banc d'essai. Ensuite, nous avons comparé les deux systèmes et analysé grâce à la simulation numérique les propriétés micromécaniques du ballast lors du chargement quasi-statique.

5.2.1 Démarche numérique

Afin d'étudier la réponse en termes de déformation sur le banc d'essai, nous avons pris un des premiers essais réalisé lors de notre campagne expérimentale, plus précisément la rampe de chargement de l'essai D3-194-1. Ce choix est motivé par le fait que lors de cet essai le ballast est complètement neuf (aucune attrition des grains) et n'avait été soumis à aucun chargement susceptible de modifier sa réponse mécanique.

Nous avons appliqué un chargement quasi-statique variant de 10 à 194 kN, avec un taux de chargement de 2 kN.s^{-1} comme est indiqué sur la figure 5.1. Ce taux de cisaillement assure une valeur du nombre d'inertie faible $I = \dot{\epsilon} \sqrt{\frac{m}{\rho d}} < 10^{-3}$, avec un $\dot{\epsilon}$ moyen de 5.10^{-4} s^{-1} (état solide) [16, 43]. Cet état est caractérisé par des contacts durables entre les particules durant la déformation.

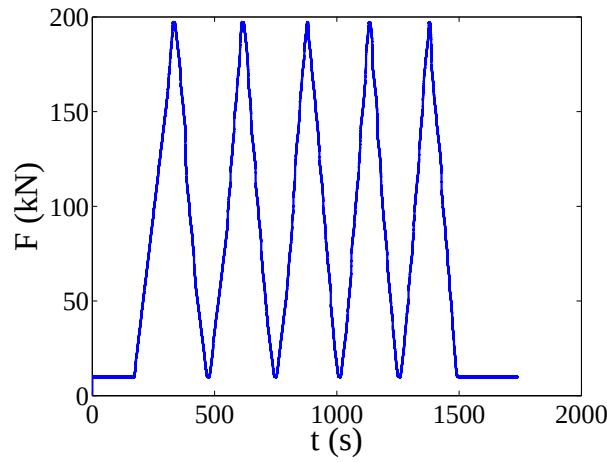


FIGURE 5.1 – Force appliquée par le vérin sur le banc d'essai pendant la stabilisation quasi-statique.

Pour réaliser la comparaison entre le banc d'essais et la simulation numérique, nous avons confectionné un échantillon de rayon $R = 0.35 \text{ m}$ et de hauteur de $H = 0.36 \text{ m}$ (soit un rapport d'aspect $\alpha \simeq 0.5$). Cet échantillon est composé d'environ 2662 particules et il a été préparé avec le protocole décrit dans la section 3.2 de ce travail. Cette configuration a été choisie afin que la hauteur de la couche de ballast sur le banc d'essai corresponde en moyenne à la hauteur de l'échantillon choisi. La configuration cylindrique nous permet de répartir les contraintes de confinement de façon plus homogène sur la surface extérieure de l'échantillon. Le diamètre de 0.7 m nous donne une section transversale équivalente à la surface inférieure d'un blochet.

La contrainte radiale σ_R appliquée sur l'échantillon est égale à 25 kPa , équivalente à celle produite dans le banc d'essais. Cette valeur a été obtenue à partir de la démarche suivante :

- D'abord, on caractérise le coefficient de poussée passif $k_p = \frac{1+\sin(40^\circ)}{1-\sin(40^\circ)}$, car le coffrage en bois du banc ne permet pas de déformations horizontales.
- On peut ensuite estimer la densité du ballast en fonction de la résistance de pointe q_d par $\gamma_d = 1.49 \log(q_d) + 12$ [22], avec la moyenne de $q_d = 10.95 \text{ MPa}$.
- On obtient enfin la contrainte radiale σ_R par $k_p \gamma_d H_{ballast}$, où $H_{ballast}$ est la hauteur

totale de ballast qui est de l'ordre de 0.56 m.

La masse volumique des particules est de 2700 kg m^{-3} . Le coefficient de frottement entre les particules est pris égal à $\mu = 0.8$, entre les particules et le plan inférieur (frottement grains ballast - plaque en bois du banc) à $\mu = 0.65$ et entre le plan supérieur et les particules (contact particules - surface inférieure de la traverse, laquelle est très irrégulière) à $\mu = 1.0$. Les coefficients normal et tangentiel de restitution sont fixés à zéro. Le pas de temps utilisé a été de 5.10^{-4} s avec 102550 pas de temps pour arriver à un chargement de 53.2 kN, équivalent à la contrainte subie par la couche de ballast sous un chargement maximal de 194 kN. Le nombre d'itérations de Gauss-Seidel est égal à 300. Le temps CPU est de 1.10^{-3} s par particule et par pas de temps sur un ordinateur *Dell* cadencé à 3.16 GHz.

5.2.2 Réponse macro-mécanique

Nous avons analysé la réponse en termes de déformation axiale ε_1 pour la première rampe de chargement pour les deux configurations. La comparaison entre les deux chemins de déformation est montrée sur la figure 5.2. On peut observer que l'estimation du chemin de contraintes appliqué (effort vertical σ_V et contrainte de confinement σ_R) reproduit de manière tout-à-fait satisfaisante la déformation axiale mesurée expérimentalement sur une première rampe de chargement.

Pour la couche de ballast du banc d'essai, la plupart de la déformation plastique se concentre lors du premier cycle de chargement quasi-statique (environ 5.7% de la déformation). Ensuite chaque cycle cumule de moins en moins de déformation pour atteindre une déformation ε_1 finale de l'ordre du 7%. Le chemin de déformation montre une hystérésis bien marquée lors de la décharge. Pour les déformations sur le banc d'essais, on observe une accumulation progressive de la déformation plastique.

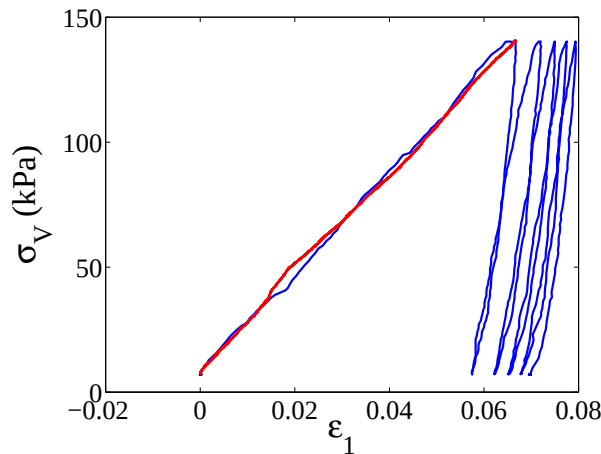


FIGURE 5.2 – Comparaison de l'effort vertical σ_V en fonction de la déformation axiale ε_1 , entre le banc d'essais et la simulation numérique.

L'accord des chemins de déformation suivis par les deux systèmes montre la pertinence de notre échantillon numérique. Ceci nous permet de valider notre démarche pour l'étude

des propriétés micromécaniques lors du chargement quasi-statique d'une couche de matériau granulaire grossier.

Pour caractériser la déformation en termes du chemin de contraintes, nous allons identifier le déviateur des contraintes q/p dans notre échantillon numérique. Tout d'abord, on calcule q et p par [133, 19] :

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (5.1)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (5.2)$$

L'analyse de l'évolution du déviateur des contraintes normalisé q/p met en évidence une augmentation progressive en fonction de la déformation axiale, jusqu'à l'atteinte d'une valeur de l'ordre de $q/p = 1.22$ à partir d'une déformation axiale ε_1 de 5%. Ce type d'évolution est caractéristique des matériaux granulaires, ce qui correspond à l'état du matériau de notre protocole de préparation, car il n'a subi aucune étape de stabilisation initiale après le dépôt. L'état critique ou résiduel semble être atteint à la fin du chargement, car la valeur se stabilise à partir de $\varepsilon_1 = 5\%$. Cet état reflète les propriétés du matériau, notamment l'angle de frottement interne, pour ces matériaux pulvérulents non-cohésifs [91, 133, 19].

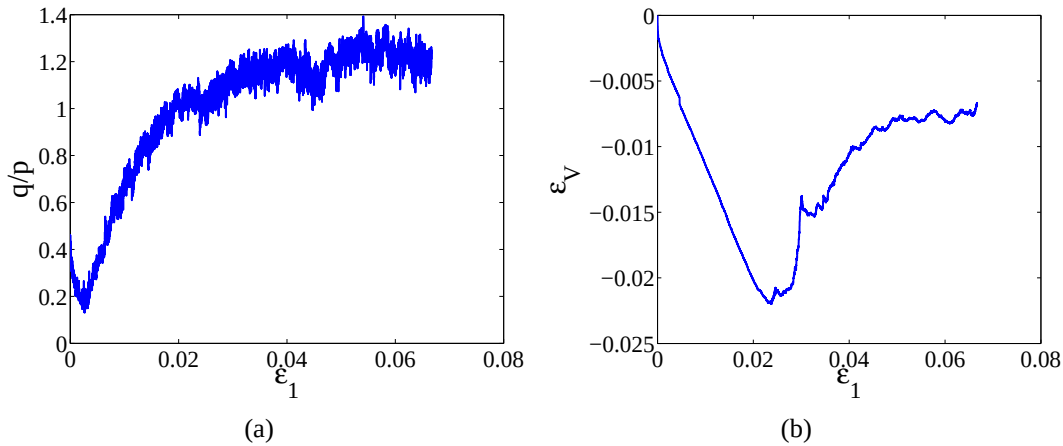


FIGURE 5.3 – (a) Le déviateur des contraintes normalisé q/p en fonction de la déformation axiale pour l'échantillon numérique, b) La déformation volumique ε_V en fonction de la déformation axiale ε_1 .

Les propriétés en termes d'écoulement plastique, contractance - dilatance et de stabilité du système peuvent être étudiées par l'évolution de la déformation volumique ε_V en fonction de la déformation axiale. On peut observer cette évolution sur la figure 5.3. On observe une évolution contractante pendant tout le chargement, en accord avec une augmentation du déviateur de contrainte q/p . Au-delà de 5% de la déformation axiale ε_1 , l'incrément de la déformation volumique est égal à zéro, $\delta\varepsilon_V/\delta\varepsilon_1 = 0$. Ce taux de déformation volumique nul nous indique l'apparition de l'état critique résiduel pour notre configuration.

Le caractère contractant de nos systèmes peut être vérifié en regardant l'évolution de la compacité à l'intérieur des échantillons, voir figure 5.4. La compacité montre un pic autour

de 3% de la déformation axiale, ensuite elle diminue. Les valeurs de ρ restent toujours supérieures à celles du début du chargement. La compacité se stabilise ensuite au-delà de 5% de la déformation axiale.

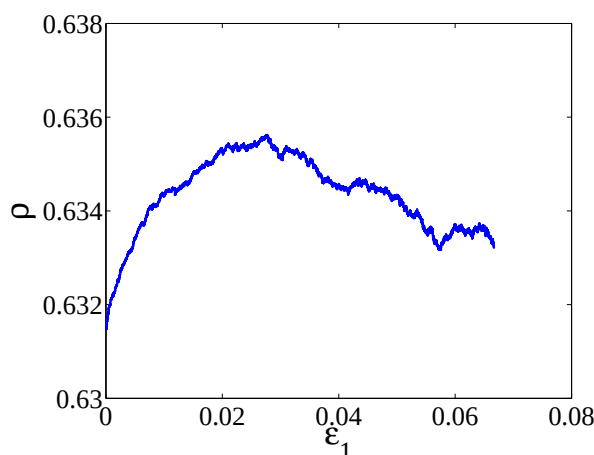


FIGURE 5.4 – La compacité en fonction de la déformation axiale pour l'échantillon numérique.

5.2.3 Variables de texture

Les variables de texture vont nous donner des informations sur le réseau des contacts, leur typologie et les orientations. On peut analyser la connectivité du réseau des contacts qui est particulière du fait de la typologie complexe des contacts pour des grains polyédriques comme les particules de ballast.

La figure 5.5 montre l'évolution du nombre de coordination z au cours du cisaillement. Le nombre de coordination fluctue mais il augmente progressivement au début du chargement, en formant un réseau plus compact. Ensuite, on observe un pic dans les valeurs de z à 1.5% de la déformation axiale ; au-delà de cette valeur, z diminue. Cette évolution reste similaire à celle de la compacité, car les deux paramètres expriment, à différentes échelles, l'arrangement de particules dans un régime contractant.

Nous avons trois types de contacts possibles : les contacts entre une face et un sommet ou deux arêtes (contact *simple*), entre une face et une arête (contact *double*) et entre deux faces (contact *triple*). La typologie des contacts évolue au cours de la déformation axiale. Sur la figure 5.6(a), on observe l'évolution de la proportion de chaque type de contacts. La proportion de contacts simples K_s qui est de 74% au début du chargement, diminue lentement pour arriver à 49% à la fin du chargement. La proportion des contacts doubles K_d augmente progressivement jusqu'à arriver à 40% à la fin du cisaillement. La proportion de contacts triples K_t évolue de manière progressive de 3% au début jusqu'à atteindre la valeur de 11% à la fin de la déformation. Le réseau de contacts avant le cisaillement a un arrangement instable, où 74% des contacts sont de type face-sommet ou arête-arête. Le chargement monotone lors de la stabilisation induit un arrangement de plus en plus stable dominé par les contacts doubles et triples, pour atteindre 51% de ces types de contacts à la fin du chargement.

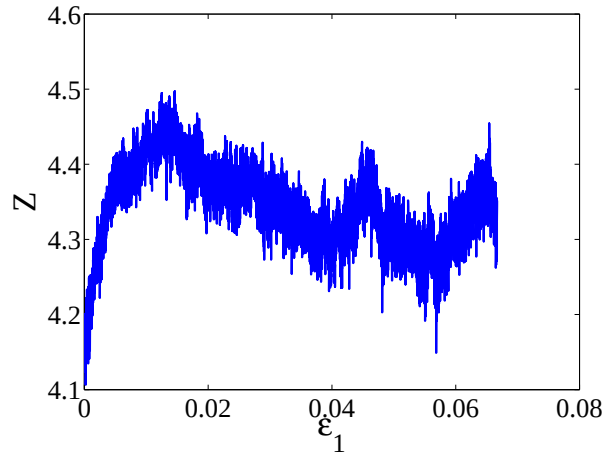


FIGURE 5.5 – Le nombre de coordination z en fonction de la déformation axiale.

La figure 5.6(b) montre l'évolution de K_s et $K_d + K_t$. Ce sont ces derniers qui prennent la partie la plus importante de la force dans la transmission des efforts. C'est sur ce type de contacts que se génèrent les chaînes de forces les plus importantes. On constate qu'à partir de 5% de déformation axiale, la proportion prédominante des contacts passe de celle des contacts simples à celle des contacts doubles et triples. Ce croisement entre K_s et $K_d + K_t$, nous indique la stabilité croissante du réseau de contacts qui se traduit par une stabilisation des déformations volumétriques à l'état critique $\delta\varepsilon_V/\delta\varepsilon_1 = 0$.

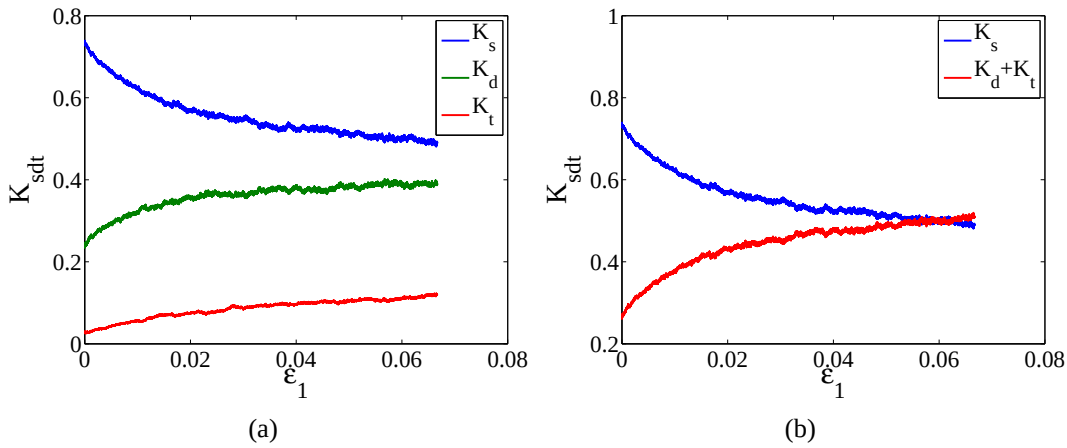


FIGURE 5.6 – (a) Proportion des contacts simples K_s , doubles K_d , et triples K_t en fonction de ε_1 , b) Proportion des K_s et $K_d + K_t$ en fonction de la déformation axiale.

Le nombre de coordination et la typologie des contacts nous fournissent des informations sur la connectivité des particules. Mais le cisaillement induit également un arrangement des particules avec des orientations privilégiées des contacts qui reflètent l'anisotropie de la microstructure. Pour caractériser cette anisotropie, il faut calculer le tenseur de texture ou de fabrique $\mathbf{F}$ donné par :

$$\mathbf{F}_{\alpha\beta} = \frac{1}{N_c} \sum_{c \in V} n_\alpha^c n_\beta^c \quad (5.3)$$

avec α et β les composantes dans le repère de référence et N_c le nombre total de contacts dans un volume V . Pour notre système tridimensionnel avec sa symétrie axiale, l'anisotropie a est donnée par :

$$a = \frac{5}{2} \frac{F_3 - F_1}{\text{tr} \mathbf{F}} \quad (5.4)$$

où F_1 et F_3 sont les valeurs propres du tenseur de texture. Le système comporte initialement une faible anisotropie de $a = 0.15$, mais l'anisotropie augmente progressivement avec la déformation jusqu'à 0.32 à la fin de la déformation axiale, comme on peut le voir sur la figure 5.7. Cette évolution traduit le gain de contacts dans la direction de compression et perte de contacts dans les directions d'extension radiale.

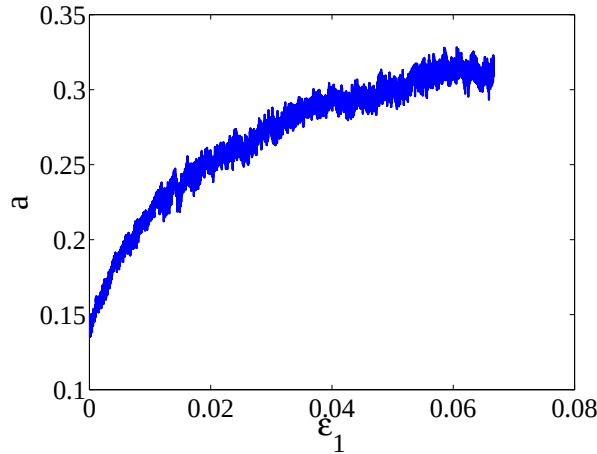


FIGURE 5.7 – L'anisotropie des contacts en fonction de la déformation axiale.

Les figures 5.8a et 5.8b montrent les distributions des orientations des normales aux contacts en coordonnées polaires au début et à la fin du chargement. On peut voir que les orientations des normales aux contacts évoluent d'un état initial très isotrope vers une orientation anisotrope correspondant à la direction principale majeure du tenseur de contraintes, qui est la verticale du fait du chargement imposé.

5.2.4 Distribution des forces

La densité de probabilité des forces normales, normalisées par leur moyenne $\langle f_n \rangle$, est représentée sur la figure 5.9. Cette distribution est caractérisée par une décroissance exponentielle des forces les plus fortes :

$$P(f_n) \propto \exp(-\beta f_n / \langle f_n \rangle) \quad (5.5)$$

où $\beta \simeq 0.72$. Cet exposant correspond à une distribution plus large que celle observée dans les assemblages de sphères (caractérisées par une valeur de l'exposant $\beta \simeq 1.4$) [97, 105, 78]. La distribution exponentielle se traduit par une répartition très hétérogène des forces avec des chaînes de forces qui comportent des corrélations sur une échelle de longueur beaucoup plus importante que la taille des particules. Ces corrélations sont renforcées par la forme polyédrique des grains et la présence des contacts face-face qui tendent à orienter les forces et favoriser des structures linéaires stables.

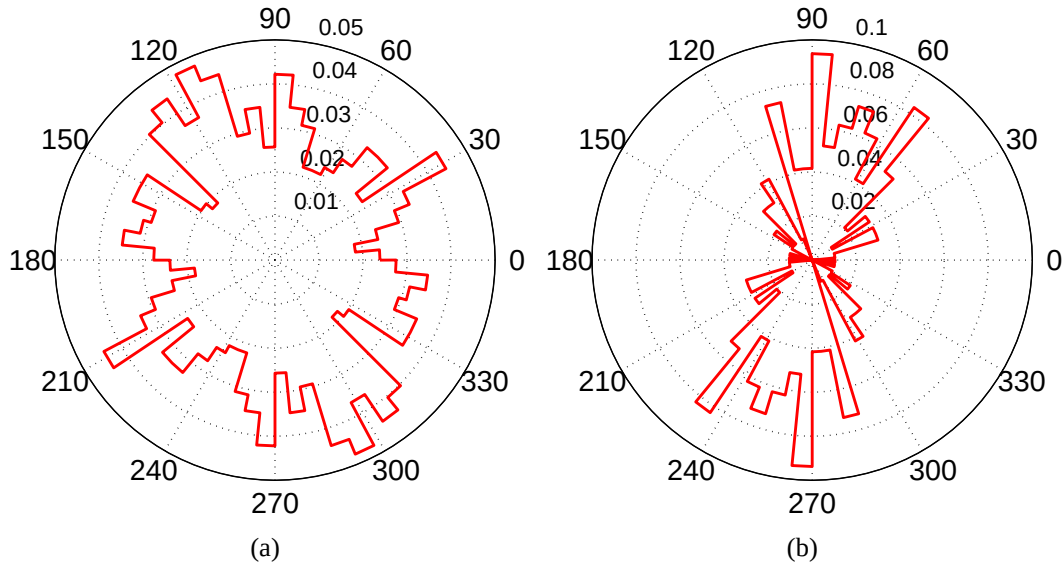


FIGURE 5.8 – Les orientations des normales aux contacts $\mathbf{n}$ le plan verticale XZ (a) Au début du chargement, (b) A la fin du chargement.

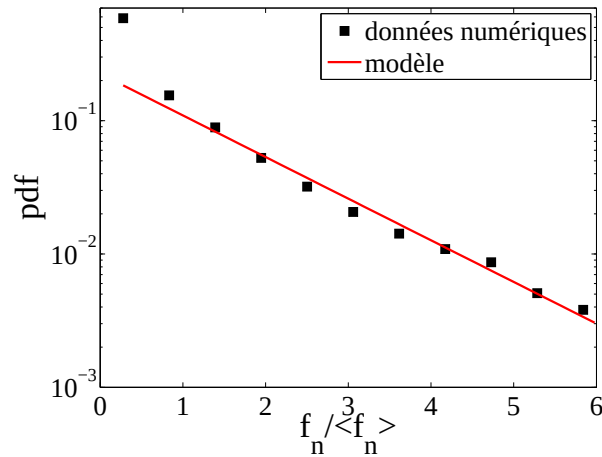


FIGURE 5.9 – Densité de probabilité des forces normales f_n normalisées par leur moyenne $\langle f_n \rangle$ à la fin du chargement.

5.2.5 Comparaison avec un cisaillement monotone

Dans la section précédente, nous avons identifié les paramètres macroscopiques et micro-mécaniques qui pilotent la réponse de notre matériau lors d'un chargement monotone. Il est nécessaire après ces analyses d'identifier l'état critique, les paramètres d'écoulement plastique et l'angle de frottement interne φ pour notre système dans la même configuration mais avec un cisaillement monotone à déformation contrôlée, lequel est utilisé en laboratoire pour la caractérisation des paramètres mentionnés, grâce à l'utilisation de l'appareil triaxial.

Ce test a été réalisé à une vitesse de déformation $\dot{\varepsilon} = 0.05 \text{ s}^{-1}$. Ce taux de cisaillement assure une valeur $I = \dot{\varepsilon} \sqrt{\frac{m}{pd}} < 10^{-3}$. Nous avons respecté le chemin de contraintes équi-

valent au banc d'essais. Le pas de temps utilisé est de $5 \cdot 10^{-4}$ s avec 10800 pas de temps pour atteindre une déformation axiale $\varepsilon_1 = 0.3$. Le temps CPU a été de $6 \cdot 10^{-4}$ s par pas de temps sur un ordinateur *Dell* de vitesse 3.16 GHz, avec 300 itérations *Gauss-Seidel*.

Sur la figure 5.10(a) on observe l'évolution progressive du déviateur des contraintes q/p . Au-delà de 4% de déformation axiale, la valeur de q/p se stabilise autour de 1.64 qui correspond à la valeur critique ou résiduelle M pour ce système. La valeur de $M = q/p$ à l'état critique permet de calculer la valeur de l'angle de frottement interne critique φ par :

$$\sin \varphi = \frac{3M}{6 + M} \quad (5.6)$$

Pour $M = 1.64$, on trouve la valeur $\varphi = 39^\circ$ pour l'état critique.

La figure 5.10(b) montre l'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale. On peut identifier une phase contractante au début de la déformation axiale ε_1 , avec un pic marqué aux 2% de déformation. Le passage du régime contractant au régime dilatant s'effectue pour une déformation axiale de 4%, valeur qui coïncide avec le pic du déviateur des contraintes normalisé. L'évolution de la compacité ρ a été représentée sur la figure 5.11. La compacité augmente initialement dans la phase de contraction, mais elle finit par diminuer considérablement par dilatance. Remarquons que la compacité continue à diminuer même pour les grandes déformations où les contraintes n'évoluent pratiquement plus. Cette diminution progressive de la compacité peut être attribuée à une déformation volumique différée par une localisation des déformations au sein du système.

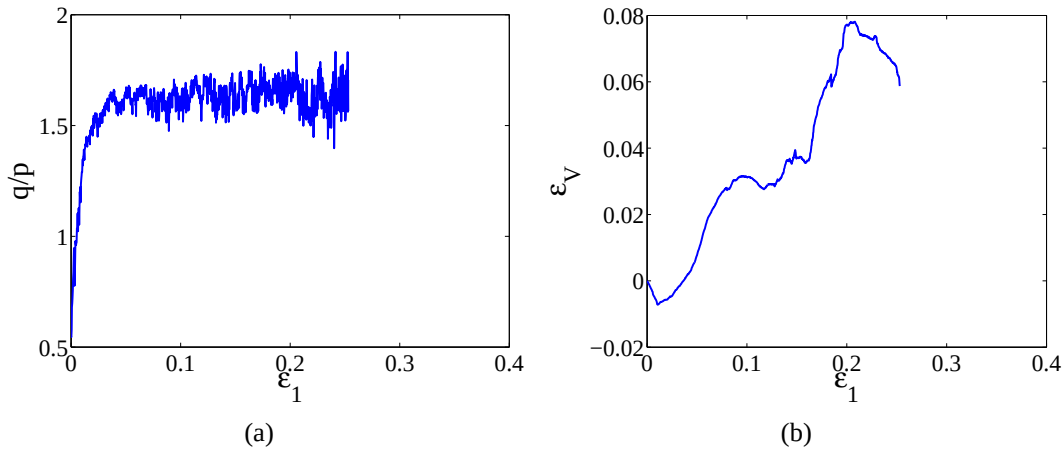


FIGURE 5.10 – (a) Déviateur des contraintes normalisé pour un cisaillement monotone, b) Déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour un cisaillement monotone.

Les analyses numériques ci-dessus indiquent que lors de l'application d'une rampe de contrainte le déviateur normalisé des contraintes q/p n'atteint pas la valeur critique obtenue lors du cisaillement monotone à vitesse contrôlée. Notre système reste dans un régime typiquement contractant. Ce régime est dû à la non stabilisation initiale du matériau, lequel se trouve dans un état relativement foisonné après le dépôt par gravité. Mais sous l'effet du chargement, on observe une stabilisation de la déformation volumique et de la compacité.

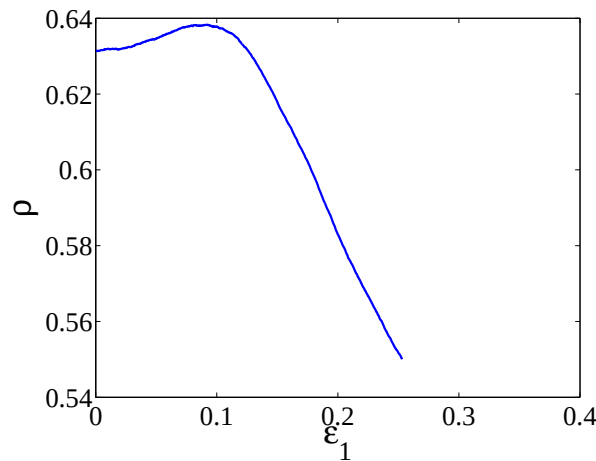


FIGURE 5.11 – La compacité ρ en fonction de la déformation axiale.

5.3 Réponse d'un matériau granulaire soumis à des chargements cycliques

Dans cette partie, on propose d'étudier l'évolution d'un système granulaire en configuration de couche mince sous sollicitation cyclique. Les analyses de la déformation en fonction du nombre de cycles, de q/p en fonction de la déformation axiale, de l'écoulement plastique, de la compacité et de l'anisotropie des contacts et des forces, vont nous permettre de mieux connaître le comportement de la microstructure sous ce type de sollicitation.

La sollicitation appliquée est un chargement cyclique sinusoïdal appliqué sur l'échantillon numérique qui avait été utilisé dans la validation du comportement quasi-statique, en respectant une histoire de chargement équivalente à celle appliquée lors des essais développés sur le banc d'essais. Pour cette analyse, nous avons travaillé avec notre échantillon dans l'état dans lequel il se trouvait à la suite de la stabilisation initiale réalisée avec la rampe de chargement. Ensuite, nous avons soumis l'échantillon à un signal équivalent au chargement appliqué par le vérin sur l'ensemble châssis - traverses de nos essais expérimentaux. Sur la figure 5.12 est présenté le signal de chargement imposé. Ce chargement est défini de la manière suivante :

- à $t < 1.0$ s, on applique une charge de 2.71 kN afin de réaliser une stabilisation initiale,
- pendant $t \in [1.0, 63]$ s on applique une charge incrémentale $2.71 + 0.406t$ kN,
- pendant $t \in [63, 64]$ s on stabilise la force du chargement à 27.9 kN,
- pendant $t \in [64, 74]$ s (les 30 premiers cycles), on applique un chargement sinusoïdal avec une amplitude incrémentale de la forme : $27.9 + 2.05t \sin(2\pi ft)$ kN,
- à partir de $t > 74$ s on applique un chargement cyclique d'amplitude constante : $27.9 + 24.15 \sin(2\pi ft)$ kN.

La fréquence de sollicitation $f = 3.3$ Hz est équivalente à la fréquence de passage entre deux bogies pour une vitesse de 220 km/h. Ce protocole reproduit de manière assez précise le chargement appliqué par le vérin sur le banc d'essais. La pression de confinement a été fixée à $\sigma_R = 25$ kPa. Le pas de temps est fixé à $5 \cdot 10^{-4}$ s. Environ 188500 pas de temps ont été nécessaires pour la simulation, avec 605 pas de temps par cycle. Le temps CPU a été

de 6.10^{-4} s par particule et par pas de temps sur un ordinateur *Dell* de vitesse 3.16 GHz. Le nombre d'itérations a été fixé à 300. Pour des raisons de temps de calcul, nous avons réalisé seulement les 70 premiers cycles de chargement.

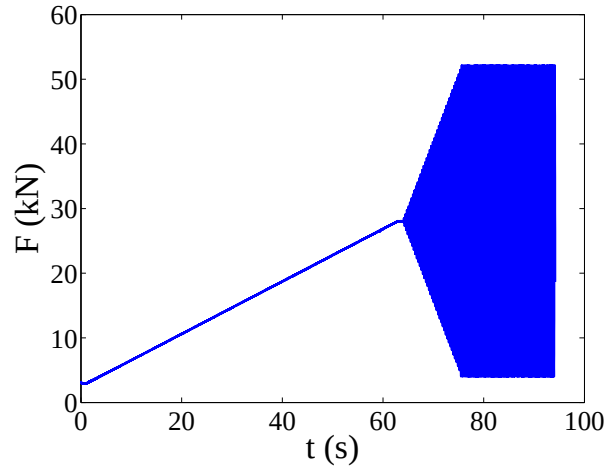


FIGURE 5.12 – Signal de chargement appliqué sur l'échantillon numérique.

5.3.1 Confrontation de l'essai expérimental et simulation numérique

Dans cette partie, nous comparons les réponses en termes de déformation verticale dans l'essai expérimental et la simulation numérique. La figure 5.13 montre la déformation verticale issue des simulations numériques et de l'essai sur le banc D3-194-1 mesurée par l'un des capteurs. Les ordres de grandeurs sont assez proches. L'évolution de la courbe de déformation axiale reste à l'intérieur du fuseau de variabilité, décrit dans le chapitre 2 de ce travail.

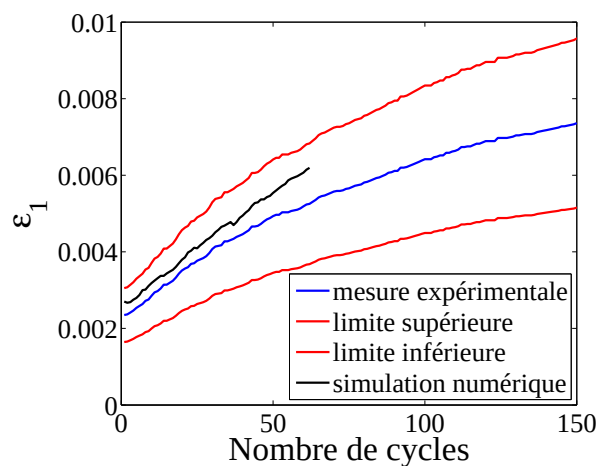


FIGURE 5.13 – Comparaison de la déformation axiale ε_1 en fonction du nombre de cycles, entre un essai expérimental et la simulation numérique.

L'évolution de la déformation verticale pour les premiers cycles de chargement est très

linéaire ; cette évolution traduit la compaction initiale rapide du matériau dû aux arrangements des particules.

5.3.2 Relation contrainte-déformation

Le chargement imposé varie de manière cyclique autour d'un point de fonctionnement caractérisé par un déviateur q non nul. Sur la figure 5.14, on observe la relation contrainte-déformation pour les 70 premiers cycles de chargement. On observe que, pour un cycle fermé, le chemin de déformation du matériau est caractérisé par une boucle d'hystérésis dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle [91]. L'apparition d'une boucle d'hystérésis au cours d'un cycle met en évidence une dissipation de l'énergie dans le matériau par le frottement et les collisions inélastiques. La déformation plastique est beaucoup plus importante lors des premiers cycles que pour les suivants. Ceci nous montre le durcissement ou l'écroutissage du matériau en fonction du nombre de cycles.

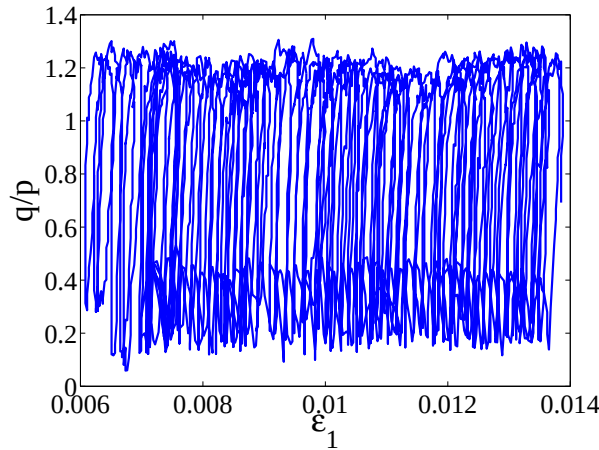


FIGURE 5.14 – Déviateur des contraintes normalisé q/p en fonction de la déformation axiale ε_1 pour les 100 premiers cycles de chargement répétés.

La figure 5.15 montre le chemin de contraintes pour les 70 premiers cycles ainsi que la droite de l'état caractéristique $q = Mp$. La totalité des boucles dans le plan $p - q$ restent sous la droite $q = Mp$ qui correspond à un régime contractant [19]. Il est important de rappeler que l'état caractéristique correspond au même rapport $q/p = M$ que celui de l'état de plasticité parfaite ou état critique et il présente une dilatance nulle et sépare à ce titre les états dilatants pour $q/p > M$ des états contractants pour $q/p < M$. La contraction de l'échantillon entraîne une déformation volumique négative ε_V en fonction de la déformation axiale φ_1 comme on peut le voir sur la figure 5.16. Par ailleurs, la compacité ρ augmente d'une façon quasi-linéaire pour les 100 premiers cycles ; figure 5.17. Cette densification s'accompagne d'un tassement du système, comme est représenté sur la figure 5.18.

Cette évolution peut être décrite grâce à l'utilisation de notre modèle de tassement, basé sur la loi de relaxation. Sur la figure 5.18, on observe que ce modèle reproduit assez bien l'évolution du tassement en fonction du nombre de cycles. Les valeurs des paramètres du modèle : τ_∞ , B et N_0 sont similaires à celles trouvées pendant les expériences en laboratoire,

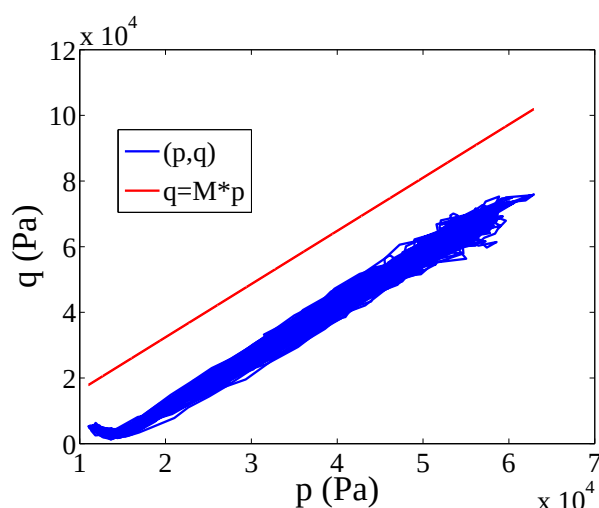


FIGURE 5.15 – Chemin de contraintes dans le plan (q, p) pour les 100 premiers cycles de chargement. La droite tracée représente l'état caractéristique $q = Mp$.

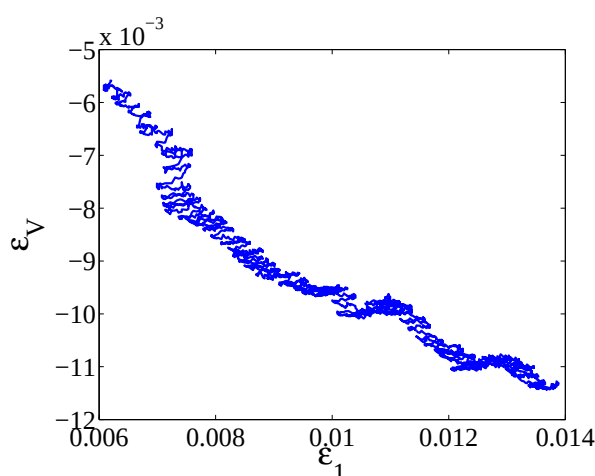


FIGURE 5.16 – Évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale pendant le chargement cyclique.

mais la simulation discrète avec des particules parfaitement rigides et les conditions limites particulières de notre système (plateaux, pression de confinement σ_R), modifient légèrement les valeurs de ces paramètres afin de décrire plus précisément l'évolution du tassement en laboratoire ou sur voie. Par contre, les mécanismes intervenant dans ce phénomène restent les mêmes.

Les approches de la mécanique des sols classiques nous permettent de comprendre le comportement rhéologique du matériau granulaire sous chargement cyclique. Pour mieux comprendre les origines du tassement et de l'évolution des différentes variables internes du matériau, nous allons dans la section suivante, développer une série d'analyses micromécaniques.

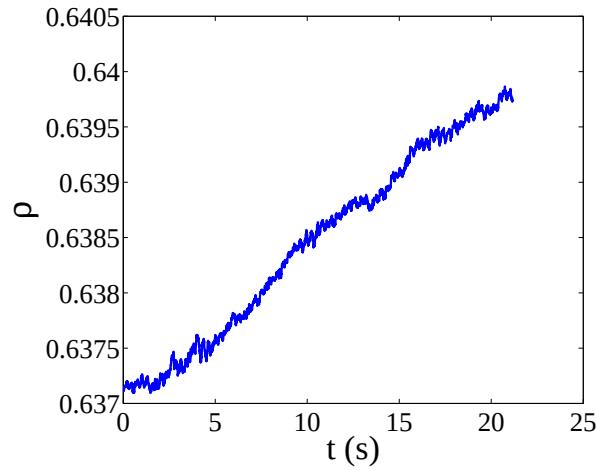


FIGURE 5.17 – Évolution de la compacité ρ en fonction du nombre de cycles.

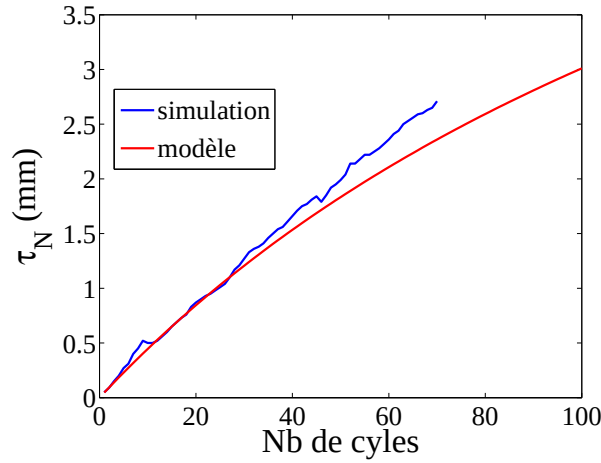


FIGURE 5.18 – Comparaison entre le tassement obtenu par la simulation numérique et celui obtenu à partir de notre modèle de tassement, en fonction du nombre de cycles.

5.3.3 Variables de texture

La figure 5.19 montre l'évolution du nombre de coordination z en fonction du nombre de cycles. Malgré les variations cycliques, on observe une augmentation progressive de la connectivité. Les fluctuations traduisent les pertes et gains de contacts à chaque cycle [79]. L'évolution de la typologie des contacts est moins marquée au cours du chargement cyclique que pendant le cisaillement monotone. La proportion des contacts simples K_s diminue légèrement en fonction du nombre de cycles, mais K_d et K_t augmentent faiblement.

La figure 5.21 montre l'évolution de l'anisotropie de contacts. Sur cette figure, on constate que les niveaux de l'anisotropie sont plus faibles que ceux obtenus lors d'un cisaillement monotone. Les valeurs de a varient entre 0.18 et 0.33. Le système devient plus anisotrope pour un pic du déviateur de contraintes q/p , ensuite il baisse à des valeurs plus faibles. Comme la déformation axiale, l'évolution de a présente une hystérésis qui diminue progressivement au cours du chargement cyclique.

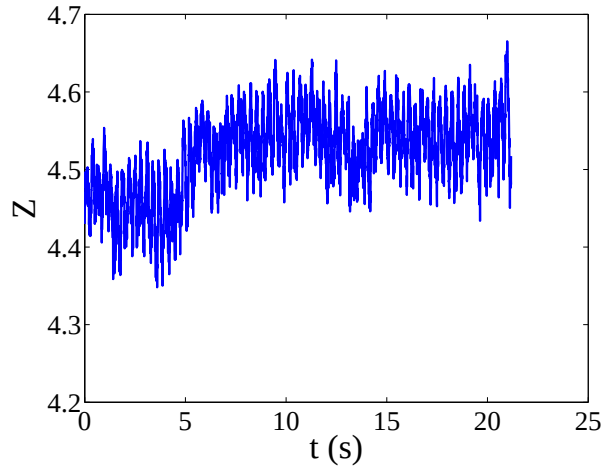


FIGURE 5.19 – Évolution du nombre de coordination z en fonction du nombre de cycles.

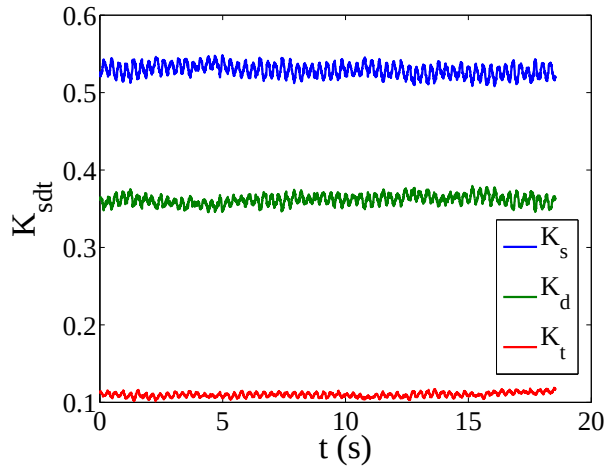


FIGURE 5.20 – Évolution de la proportion des contacts simples K_s , doubles K_d et triples K_t en fonction du nombre de cycles.

Comme dans le cas quasi-statique, la direction privilégiée des contacts est verticale. Sur la figure 5.22 on peut voir l'évolution des directions des contacts dans le plan Xz . Lors du chargement cyclique, la répartition des orientations des contacts varie très fortement. Lorsque la charge verticale arrive au pic du signal sinusoïdal appliqué, les directions verticales deviennent prédominantes (concentrées entre $[-\pi/4, \pi/4]$).

La figure 5.23 montre la distribution des forces normales normalisées à la fin du chargement cyclique. Nous trouvons la même distribution que pour le chargement quasi-statique, de type exponentielle décroissante avec $\beta \simeq 0.76$. Ceci indique que la distribution des forces est liée principalement aux propriétés des particules (forme, taille, coefficient de frottement μ aux contacts, etc.), lesquelles peuvent concentrer de très grandes forces à l'intérieur du système et elle est assez robuste vis-à-vis de l'état du système.

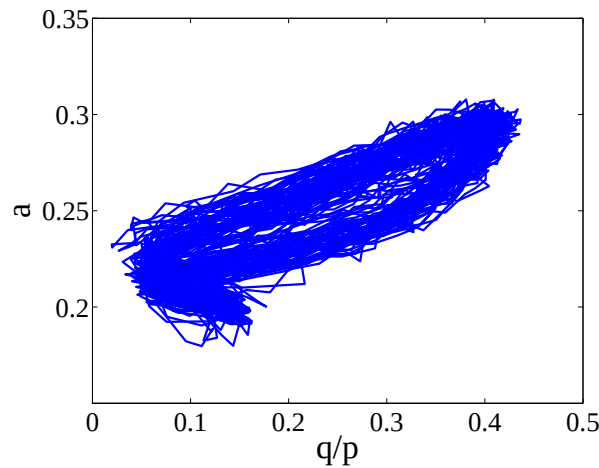


FIGURE 5.21 – Évolution globale de l'anisotropie des contacts en fonction du déviateur de contraintes.

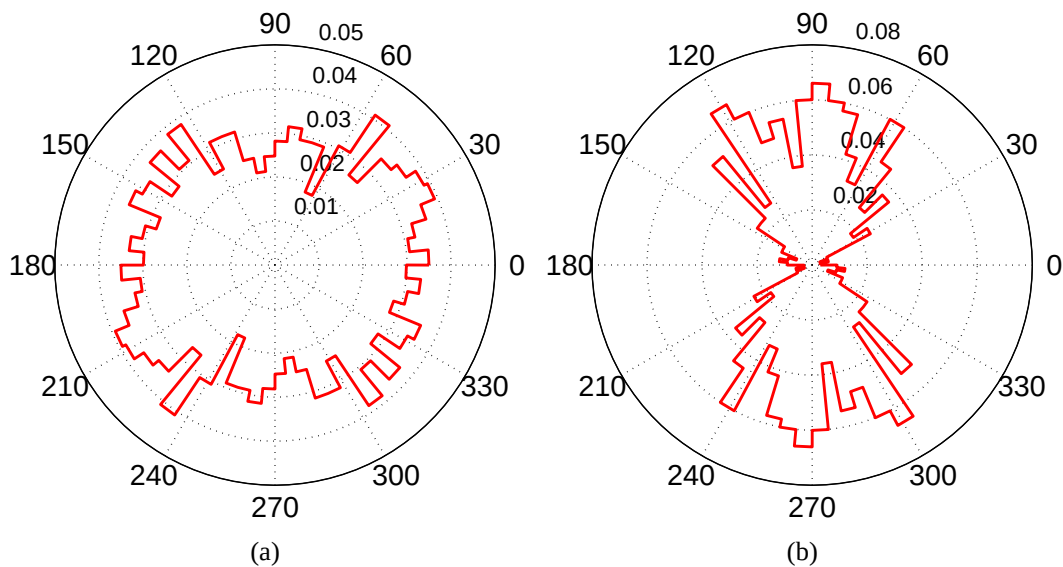


FIGURE 5.22 – Orientations des normales au contact $\mathbf{n}$ dans le plan vertical Xz (a) Au début d'un cycle, (b) Au pic d'un cycle de chargement.

5.4 Conclusion

Nous avons étudié dans ce chapitre la réponse d'un matériau grossier soumis au chargement quasi-statique et cyclique. Nous avons comparé la déformation axiale pour les essais effectués lors de notre campagne expérimentale au Centre d'Essais et d'Expertise de la SNCF et d'un échantillon de ballast en configuration triaxiale « ferroviaire » simulé numériquement. Nous avons vu que les déformations dans les deux systèmes sont concordantes, pour l'application d'un chemin de contraintes équivalent. Pour les deux systèmes, les déformations cumulées au premier cycle de chargement, pour la stabilisation quasi-statique, sont de l'ordre du 5.7%. Ensuite, le matériau se stabilise, et l'évolution de la déformation verticale est plus

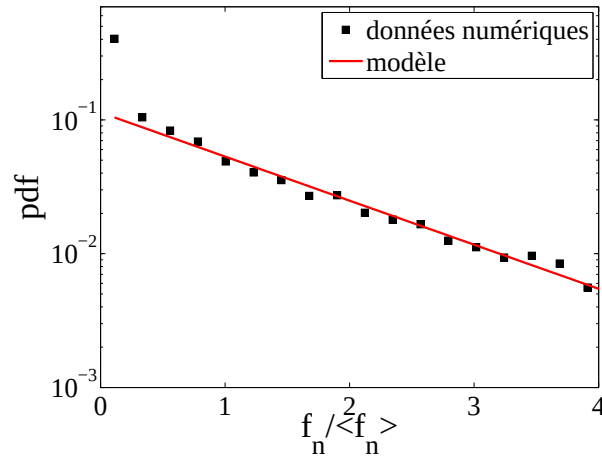


FIGURE 5.23 – Densité des probabilités des forces normales f_n normalisées par leur moyenne $\langle f_n \rangle$ à la fin du chargement cyclique ($N=100$).

lente, ce qui reflète l'endurcissement ou l'écrouissage du matériau.

La pertinence de notre échantillon numérique est démontrée lors de cette validation, où notre modélisation est capable de reproduire les chemins de contraintes et de déformations suivis réalisés sur le banc d'essais. La méthode de Dynamique de Contacts nous permet de valider notre modèle et d'étudier les paramètres mécaniques à l'échelle des grains.

Par rapport à la réponse au chargement quasi-statique d'un milieu granulaire grossier, on a caractérisé le déviateur des contraintes normalisé q/p , qui évolue progressivement jusqu'à l'atteinte de sa valeur maximale critique, pour une déformation axiale $\varepsilon_1 = 4\%$. Cette observation montre que la réponse pour notre échantillon est typiquement contractante, du fait de la non stabilisation initiale du ballast par rapport au ballast placé en voie après des opérations de maintenance. Pour l'identification de l'état critique et des propriétés d'écoulement plastique, nous avons réalisé un cisaillement monotone à vitesse contrôlée qui nous a permis d'obtenir les valeurs critiques du déviateur des contraintes $q/p = 1.62$ et de l'angle de frottement interne $\varphi = 39^\circ$, pour notre configuration.

Les propriétés micromécaniques nous ont permis de mieux comprendre l'origine des valeurs critiques et de la stabilisation macroscopique, à l'échelle des grains. Pour $\varepsilon_1 = 4\%$, la déformation volumique se stabilise, indiquant ainsi l'arrivée à l'état critique ou résiduel. Pour ce niveau de déformation, la typologie des contacts qui prédomine dans le système change pour passer des contacts simples à des contacts doubles et triples. Ce constat marque l'atteinte de la stabilisation globale du système, avec une formation de chaînes de forces dans ce type de contacts et une anisotropie de contacts marquée par la concentration des normales aux plans de contact dans la direction verticale.

Concernant le chargement cyclique, les propriétés rhéologiques du système mettent en évidence le fait que le système est dans un régime contractant, avec une compacité qui augmente en fonction du nombre de cycles, le volume qui diminue et la connectivité des particules qui augmente progressivement. Les valeurs de q/p appliquées lors du cyclage ne sont pas assez importantes pour déstabiliser le matériau, car les boucles dans le plan $p - q$ n'atteignent pas l'état critique ou la rupture caractérisée par la droite M .

Finalement, on observe la même distribution des forces à l'intérieur du matériau pour les deux systèmes étudiés. Cette distribution est de type exponentielle décroissante avec un exposant β similaire dans les deux configurations. Ceci indique que la distribution des forces est liée principalement aux propriétés des particules (forme, taille, coefficient de frottement μ aux contacts, etc.), qui peuvent concentrer de très grandes forces à l'intérieur du système.

CHAPITRE 6

Validation du modèle de tassement et application sur voie

6.1 Introduction

Sur les lignes à grande vitesse LGV, l'augmentation de la vitesse de circulation induit une dégradation géométrique accélérée de la voie, imputable en partie à la couche de ballast. Cette dégradation de l'infrastructure implique des opérations de maintenance de plus en plus coûteuses qui conduisent à des renouvellements de ballast et de la voie ballastée. La prédiction de l'apparition des défauts nécessite l'évaluation des paramètres physiques mesurables en voie par des moyens existants. C'est l'objectif des études réalisées au cours de cette thèse. Mais il reste encore une étape de validation de la méthodologie développée dans les chapitres précédents à partir des mesures sur le banc d'essais au Centre d'Essais et d'Expertise de la SNCF et des simulations numériques, mais cette fois sur une voie ballastée en service. Le but est de confronter cette méthodologie aux conditions réelles sur voie.

Nous allons présenter dans ce chapitre différents travaux que nous avons réalisés sur voie pour valider notre protocole d'estimation du tassement. Nous allons également évaluer les distances maximales entre les points de sondage pour l'optimisation des campagnes de sondages Panda pour l'identification d'un indicateur mécanique représentatif du potentiel de dégradation.

6.2 Application du protocole de prédiction

6.2.1 Le site

Afin de tester et de valider notre modèle de tassement du ballast proposé à partir d'une campagne expérimentale au Centre d'Essais et d'Expertises de la SNCF, nous avons réalisé avec l'équipe Mesures du département Étude Voie de la Direction de l'Ingénierie de la SNCF des mesures de tassement et des essais pénétrométriques sur voie. Le site étudié se situe sur la ligne LN1 Paris - Lyon, à proximité de la Gare Le Creusot TGV. Nous avons effectué nos essais au niveau du point kilométrique PK306 sur la voie 2. Sur ce tronçon, la ligne a une vitesse de circulation de 270 km/h.

Sur ce site des opérations de Renouvellement Ballast RB ont été effectuées. Dans ces opérations, le ballast est retiré de la voie, pour être tamisé et ensuite recyclé pour être réutilisé avec des valeurs fuseaux granulométriques correctes vis-à-vis de la norme NF EN 13450. Le ballast recyclé est remis sur la voie pour être ensuite compacté grâce à l'opération de bourrage. Finalement, une opération de stabilisation est réalisée avec le stabilisateur dynamique, qui permet d'obtenir par vibration une assise de la voie équivalente à la circulation de 15000 tonnes. Après ces opérations, une limitation de vitesse de circulation à 120 km/h est imposée sur la voie pendant une journée afin de stabiliser la voie vis-à-vis de déformations verticales dues aux premiers passages de trains.

Avant la mise en circulation de la voie, nous avons réalisé des essais Panda sur la « rampe RB » mise en place à la fin du procédé de renouvellement ballast. Sur 3 points différents du site, nous avons exécuté des essais pénétrométriques, à côté de traverses, où il a été disposé des cibles pour suivre, grâce à l'utilisation de caméras *zimmer*, l'évolution du tassement de la voie en fonction du passage des trains.

6.2.2 Utilisation du protocole de prédiction

Pour estimer l'évolution du tassement à partir des mesures obtenues à l'aide du pénétromètre Panda et des caractéristiques de sollicitation (vitesse de circulation, charge à l'essieu des trains), nous avons utilisé le protocole de prédiction de l'évolution du tassement présenté dans le chapitre 2. Nous avons d'abord identifié les sollicitations et l'état mécanique initial de la voie. Cet état mécanique à la sortie des opérations de maintenance est obtenu par la moyenne sur 2 sondages Panda réalisés à côté de la traverse. Pour les paramètres de notre modèle, on utilise la valeur de la résistance de pointe q_d moyenne sur toute la profondeur, normalisée par la pression sous le blochet p . Celle-ci est estimée à partir du rapport entre la charge à l'essieu du train et la surface inférieure du blochet ou de la traverse.

Les valeurs de la vitesse de circulation (120 km/h) et de la charge à l'essieu d'un TGV Duplex (17 t) sont utilisées pour estimer l'indicateur de sollicitations, représenté par l'intensité de vibrations Γ . La vitesse est utilisée pour le calcul de la fréquence de sollicitation f . L'indicateur de sollicitations est obtenu par l'équation (2.10). L'amplitude de vibration A est obtenue par la méthode suivante :

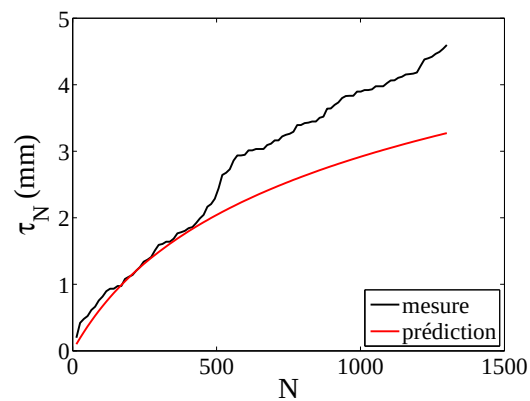
- Tout d'abord on caractérise la valeur du module d'élasticité du ballast à partir de $E = 67.8q_d^{0.55}$ [27],
- Ensuite, on calcule la raideur du ballast par : $k_b = ES_t/H_0$, où S_t est la surface de la traverse et H_0 la hauteur initiale de ballast sous traverse,
- Finalement on obtient A à partir de la déflexion élastique $\delta_e = \frac{F_0/k_b}{\sqrt{1-m_t\omega^2/k_b}}$, avec F_0 la force appliquée sur la traverse et m_t la masse de la traverse et la masse de grains sous la traverse

L'indicateur Γ nous permet d'estimer les trois paramètres qui constituent le modèle de tassement logarithmique : τ_∞ , B et N_0 à partir des équations (2.11), (2.12) et (2.13), respectivement.

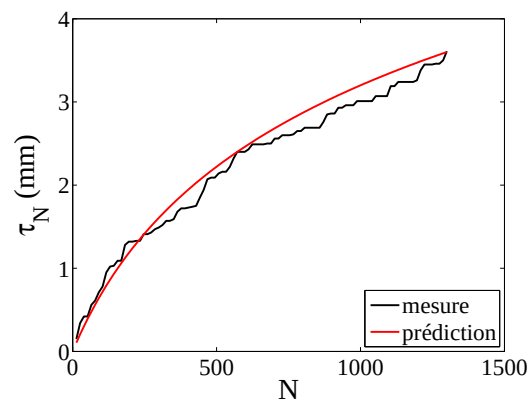
6.2.3 Résultats

Nous avons comparé les 3 mesures d'évolution de tassement du ballast à l'intérieur de la rampe de RB par des caméras avec les prédictions fournies par notre modèle. La figure 6.1 montre la comparaison entre les mesures et le modèle. Les prédictions sont en bon accord avec les mesures expérimentales pour les 3 points de mesure choisis. On observe un léger décalage entre la mesure expérimentale au début de la rampe et la valeur prédite au-delà de 400 cycles. Le « saut » observé montre la nature stochastique de la réponse du matériau comme nous l'avons également observé lors de notre campagne expérimentale (voir chapitre 2).

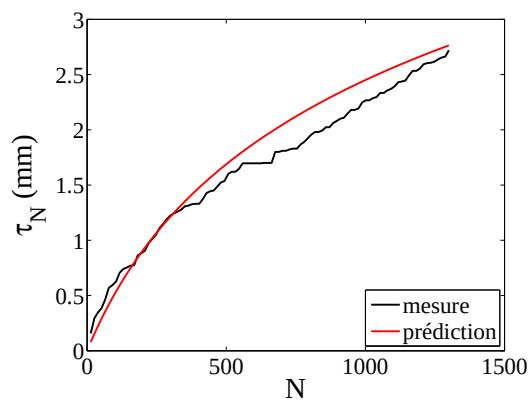
Le nombre de cycles de chargement subi par la voie durant toute une journée (100 passages de train) est équivalent à 1300 cycles de chargement. Pour ce nombre de cycles, il est possible de caractériser les deux premières phases de tassement : la densification initiale du ballast et le comportement à moyen terme. Pour les premiers 200 cycles (première



(a)



(b)



(c)

FIGURE 6.1 – Prédiction du tassement pour 100 passages de trains (1300 cycles) au début de la rampe de RB (a), au centre (b) et à la fin de la rampe (c).

phase) l'évolution est pratiquement linéaire, ensuite le tassement suit une loi logarithmique qui correspond à la deuxième phase de tassement. Ainsi, une grande partie de la déformation verticale subie par la voie se produit lors des deux premières phases du tassement. Après les opérations de maintenance et la remise en service de la voie, une journée est donc suffisante pour absorber l'essentiel des déformations verticales.

Même si sur ce site le modèle prédit bien le tassement mesuré, il est nécessaire de réaliser plus de campagnes sur voie pour valider la robustesse du modèle.

6.3 Étude de la variabilité spatiale de la mesure Panda

Suite à l'analyse numérique développée dans le chapitre 4, nous avons cherché à optimiser le nombre de sondages sur un site pour caractériser l'état mécanique initial de la voie. Le but des analyses suivantes est d'identifier la disposition optimale pour l'exécution des sondages lors d'une campagne d'essais. Pour cela, nous allons nous baser sur la géostatistique pour étudier les longueurs de corrélation sur la couche de ballast et la variabilité spatiale de la mesure pénétrométrique.

6.3.1 Campagne de sondages : le site de Lens

Le site choisi pour cette analyse a été la ligne 301 000 (ligne d'Arras à Dunkerque-Locale), sur le *pk*209 à proximité de la Gare de Lens. Sur ce site, ont été réalisés des opérations de maintenance, de type renouvellement ballast RB. Nous avons travaillé sur une portion de la voie d'environ 20 m. Dans cette portion de voie, nous avons réalisé des sondages Panda sur l'axe longitudinal avec une distance entre sondages de 1.8 m (distance entre 3 traverses). Les figures 6.2 montrent le site où nous avons effectué nos sondages et la réalisation des essais.

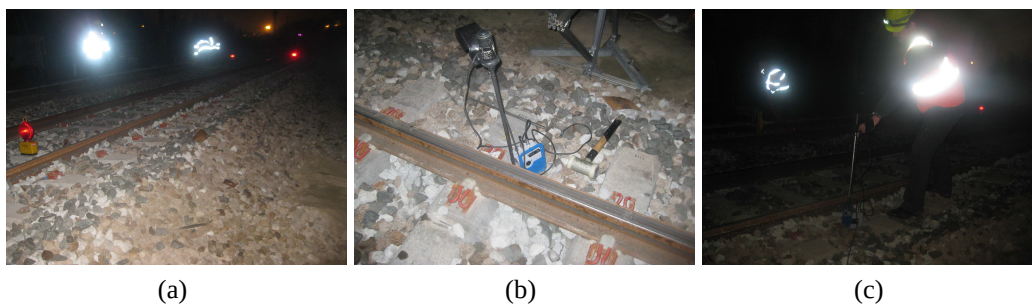


FIGURE 6.2 – Images prises pendant la campagne de sondages à Lens : (a) le site où sont réalisés les sondages ; (b) la disposition du pénétromètre Panda sur la voie durant les sondages ; (c) la réalisation d'un essai pénétrométrique.

Le protocole suivi pour la réalisation des essais est similaire à celui employé lors de notre campagne expérimentale au Centre d'Essais et d'Expertise de la SNCF. Au total, nous avons réalisé une dizaine de sondages dans ce site, à une profondeur de l'ordre de 0.5 m pour caractériser toute la couche de ballast et le début de la sous-couche. Les figures 6.3a et 6.3b montrent des schémas de positionnement des sondages sur le site, suivant les axes transversal et longitudinal. Les sondages ont été effectués sur la file extérieure du rail, à 5 cm du croisement de la traverse et du rail (voir figure 6.2b). Cette procédure nous assure d'obtenir des données de résistance de pointe représentatives de l'état mécanique de la voie sous blochet après les opérations de maintenance.

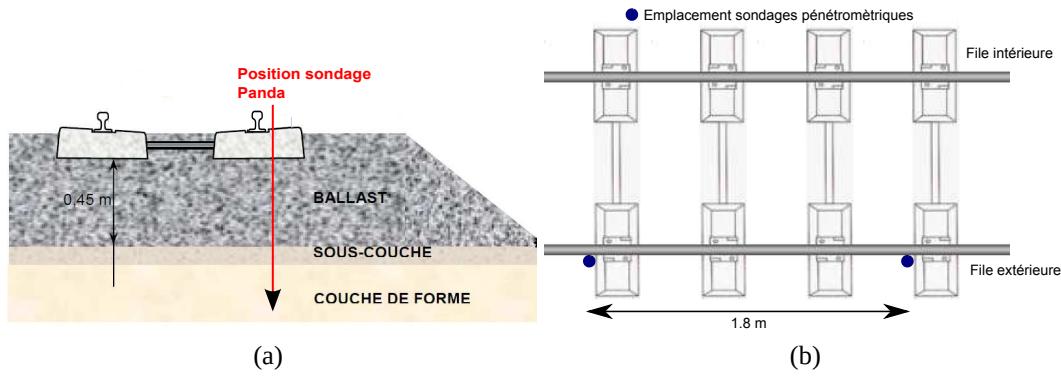


FIGURE 6.3 – Positionnement des sondages pénétrométriques sur le site : (a) sur axe vertical, (b) sur axe longitudinal.

6.3.2 Longueur de corrélation des mesures Panda sur la voie

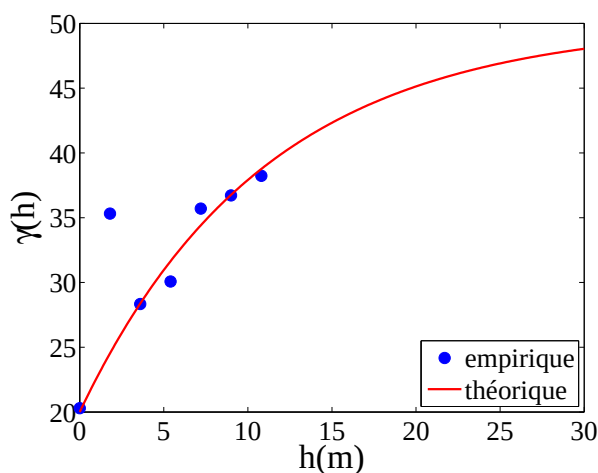
Afin de déterminer la distance optimale entre sondages, à partir de laquelle les essais ne sont plus corrélés, nous avons calculé le variogramme empirique sur nos valeurs de résistance de pointe q_d moyenne sur chaque point. Cette fonction, qui est croissante et bornée, nous fournit des informations sur l'évolution de la variance en fonction de la distance entre sondages. Ainsi, en identifiant un palier dans cette évolution, on peut quantifier la distance h à partir de laquelle la variance entre sondages est indépendante de la distance. Cette distance h nous fournit l'écartement maximal pour la caractérisation mécanique d'une zone sur la voie.

Le variogramme empirique est calculé par [26] :

$$\gamma^*(h) = \frac{1}{2n_h} \sum_{s_i, s_j \in S_h} (z_i - z_j)^2, \quad (6.1)$$

avec $S_h = \{(s_i, s_j) : |s_i - s_j| \approx h\}$ et n_h le nombre de sondages Panda placés à une distance h . L'incrément de h sur notre site est de 1.8 m. Sur la figure 6.4 on observe le variogramme expérimental obtenu pour les valeurs moyennes de q_d par sondage sur le site étudié. On utilise la fonction d'ajustement du variogramme théorique de type exponentiel-pépitique $\gamma(h) = C(1 - \exp(-|h|/a))$, afin d'obtenir les valeurs de la portée C et a . Ainsi, nous obtenons les valeurs $C = 50$ et $a = 12$ m.

L'absence d'un plateau où les valeurs de γ se stabilisent montre la dépendance entre les mesures. Sur ce site, les sondages sont donc tous plus ou moins dépendants les uns des autres, car $h_{max} = 12$ m pour notre analyse. Le calage théorique avec une loi exponentiel-pépitique fournit une longueur de corrélation ξ de l'ordre de 30 m. C'est la distance optimale entre les points de sondage sur la voie pour la caractérisation de l'état mécanique initial de la voie. Néanmoins, il sera nécessaire de réaliser des campagnes d'essais sur des sites avec des distances longitudinales plus longues, afin de vérifier la validité de cette longueur de corrélation.

FIGURE 6.4 – Variogramme empirique et théorique des moyennes de q_d sur chaque sondage.

6.3.3 Variabilité spatiale de la mesure

Nous pouvons visualiser la variabilité spatiale des données pénétrométriques à partir de la cartographie des résistances de pointes q_d le long de l'axe longitudinal de la voie. Sur la figure 6.5 on observe la dispersion des mesures pénétrométriques sur le site étudié en fonction de la distance entre sondages et de la profondeur. On constate que les valeurs de q_d ont des fluctuations autour de la moyenne de l'ordre de 10 MPa. On voit une augmentation globale de q_d en fonction de la profondeur pour tous les sondages. Entre les 0.45 et 0.50 m de profondeur, il est possible de distinguer des « points durs », où la résistance de pointe atteint des valeurs de 50 MPa, correspondant vraisemblablement à l'interface avec la sous-couche.

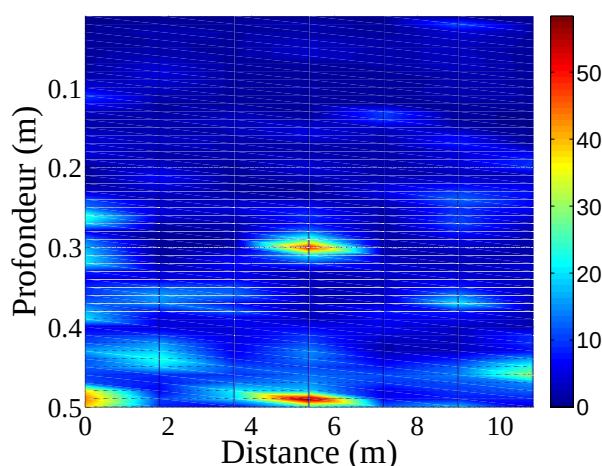


FIGURE 6.5 – Cartographie des résistances de pointe sur la voie.

La résistance de pointe q_d est assez homogène le long de l'axe longitudinal. Les fluctuations ne sont pas très importantes pour la couche de ballast, ce qui confirme les analyses réalisées par rapport à la longueur de corrélation. On distingue seulement une augmentation ponctuelle aux endroits proches de la sous-couche. Ceci est dû à l'importante densité acquise

par le mélange de ballast et des matériaux constituant des couches inférieures de l'infrastructure.

6.4 Conclusions

Les campagnes expérimentales nous ont permis de valider partiellement les résultats et la méthodologie que nous avons développée au cours de ce travail. Le protocole de prédiction du tassement établi à partir des travaux développés au laboratoire nous a fourni des résultats encourageants vis-à-vis des mesures de l'évolution du tassement sur la voie pour 100 passages de train (environ 1300 cycles). Avec cette méthodologie, nous sommes capables d'estimer, avec une bonne approximation, l'évolution du tassement sur voie. Nous avons obtenu sur 3 points de mesures sur le même site des résultats très satisfaisants, mais il reste encore à valider cette méthodologie avec un plus grand nombre de campagnes d'essais.

Sur le site près de la Gare de Lens, nous avons caractérisé la longueur de corrélation sur un tronçon de 20 m. À partir du variogramme théorique, on a obtenu une longueur de corrélation $\xi \simeq 30$ m. Cette distance peut être utilisée afin de positionner de manière optimale les sondages Panda pour l'identification de l'état initial de la voie. Cette distance est supérieure à la zone étudiée, donc il faudra effectuer des campagnes supplémentaires sur des tronçons plus longs afin de vérifier nos résultats.

Ces valeurs de variabilité spatiale de la mesure de résistance de pointe q_d sont en accord avec la distribution des valeurs de q_d visualisée par la cartographie des résistances le long de l'axe longitudinal. La variabilité sur cette direction est très faible car les données sont très homogènes. On peut distinguer une variabilité plus marquée en fonction de la profondeur où, de manière générale, les valeurs de q_d augmentent jusqu'au fond de la couche de ballast.

Conclusion générale

L'objectif principal de ce travail de thèse était l'étude du comportement mécanique du ballast en termes de déformation verticale (tassement) pour la mise en place d'un modèle prédictif du tassement sur la voie ferrée, à partir d'un indicateur mécanique mesurable sur la voie.

Pour cela nous avons développé tout d'abord une campagne expérimentale réalisée sur un banc d'essais à échelle réelle au Centre d'Essais et d'Expertises de la SNCF. Cette démarche nous a permis d'établir grâce à l'implémentation d'un plan d'expérience, une étude paramétrique sur les facteurs les plus influents sur l'évolution du tassement sous chargement cyclique : la charge à l'essieu, la fréquence de sollicitation, la raideur de la sous-couche et les conditions mécaniques initiales du matériau.

Les résultats montrent que l'évolution du tassement de la couche de ballast soumis à un chargement cyclique présente trois phases : une première linéaire et très rapide (lors des 100 premiers cycles) due à la densification initiale du matériau, ensuite une progression logarithmique, qui se développe jusque vers 6000 cycles, que l'on peut qualifier de tassement à moyen terme, et finalement la dernière phase qui correspond à l'atteinte d'un régime asymptotique qui marque une stabilisation du tassement. Pendant cette dernière phase, l'évolution est marquée par des micro-arrangements et par des événements rares tels que des fragmentations des grains. La comparaison vis-à-vis de lois de tassement présentées dans la littérature avec l'évolution en trois phases de nos courbes, nous a poussé à chercher des modèles prenant en compte la nature granulaire de notre matériau. L'adaptation d'un modèle basé sur la loi de relaxation de la compacité à notre cas d'étude, nous a permis de décrire, avec une bonne précision, l'évolution de la totalité des courbes obtenues expérimentalement.

L'obtention des paramètres du modèle se fait à partir de la caractérisation de l'état mécanique initial du matériau, grâce à l'utilisation du pénétromètre Panda et d'un indicateur de sollicitations Γ calculé à partir de la charge et de la fréquence appliquées lors du chargement cyclique. L'influence des facteurs (charge, fréquence, raideur) entraîne une variabilité globale de l'ordre de 30%. A partir de l'utilisation du modèle proposé et en considérant l'écart dû à la variabilité de la mesure, il est possible de construire un fuseau de variabilité qui contiendra

les différentes courbes expérimentales, générées par la variabilité des réponses. Finalement, la proposition d'un protocole pour estimer l'évolution du tassement, basé sur la prise des mesures pénétrométriques sur terrain et sur l'identification des sollicitations induites par le passage des trains, nous a permis de valider notre modèle sur voie.

Les travaux qui ont été réalisés lors de la campagne expérimentale nous ont permis de caractériser des indicateurs représentatifs de l'état initial et des sollicitations qui influent sur la réponse globale de la couche de ballast, soumis aux chargements cycliques. Pour mieux comprendre l'origine des paramètres mécaniques prépondérants à l'échelle des grains, nous avons utilisé une approche par éléments discrets. Les résultats numériques ont mis en évidence la pertinence de cette méthode pour l'étude du comportement du ballast en comparaison des expériences. Les déformations verticales obtenues sont bien décrites par notre modèle de tassement. La réponse de notre échantillon soumis à un chargement quasi-statique montre une évolution progressive des valeurs du déviateur de contraintes normalisé q/p jusqu'à l'atteinte de sa valeur maximale. La réponse du ballast remanié est typiquement contractante en raison de l'absence d'une stabilisation initiale du ballast modélisé par rapport au ballast en voie ayant subi des opérations de maintenance. Lorsque la déformation atteint l'état critique, la typologie des contacts prédominants dans le système change pour passer de contacts simples à des contacts doubles et triples. Cette observation marque la stabilisation globale du système, avec une formation de chaînes de force dans ce type de contacts et une anisotropie de contacts marquée par la concentration des normales aux plans de contact dans la direction verticale. Pour les chargements quasi-statiques et cycliques, on observe la même distribution des forces à l'intérieur du matériau. Cette distribution est de type exponentielle décroissante, avec un exposant β similaire dans les deux configurations. Ceci indique que la distribution des forces est liée principalement aux propriétés des particules (forme, taille, coefficient de frottement μ aux contacts, etc.), qui peuvent concentrer de très grandes forces à l'intérieur du système.

Nous avons effectué également une étude détaillée sur les mécanismes microscopiques à l'origine de l'équilibre, des déformations du ballast et de la variabilité du tassement. Les fluctuations entre les échantillons nous ont conduit à effectuer un grand nombre de simulations avec des configurations différentes. L'étude sur les déformations transitoires lors de l'application d'une charge verticale constante, montre que la déformation moyenne a une dépendance bien définie par rapport à la contrainte appliquée. Néanmoins, les fluctuations de ces déformations restent assez importantes et évoluent avec la déformation moyenne. Une autre caractéristique qui joue sur le tassement sur ce système confiné entre deux parois frottantes, est le rapport d'aspect en raison de l'action du frottement aux frontières. Un modèle simple basé sur l'analyse des contraintes nous permet d'évaluer les valeurs du tassement total comme une fonction du rapport de contraintes et du rapport d'aspect. Autrement dit, le tassement induit par une charge verticale appliquée sur un matériau granulaire ne dépend pas seulement des pressions horizontales agissant sur le matériau, mais également de façon cruciale de la surface de l'interface et du coefficient de frottement du support, lesquels sont des variables pertinentes pour la déformation d'un système.

La modélisation numérique de l'essai pénétrométrique Panda nous a permis de montrer la pertinence de son utilisation dans un matériau grossier comme le ballast. Lors de l'enfoncement, la tige déplace les grains autour de la pointe, formant un cône autour de la tige, qui atteint un diamètre égal à celui de l'échantillon en surface. Les pressions sur les particules

engendrent des chaînes de force qui vont de la pointe du pénétromètre jusqu'à la périphérie de l'échantillon. Ces observations, nous permettent d'établir une zone d'influence, qui recouvre, lors de la réalisation de deux sondages pénétrométriques en tête de traverse, la totalité de la surface inférieure de la traverse et permettent une caractérisation de l'état mécanique du ballast sur place.

L'étude sur l'influence des paramètres de réalisation d'essai montre que des vitesses d'enfoncement ou des énergies de battages trop importantes vont altérer l'estimation de la résistance de pointe q_d en surestimant la mesure. Par rapport à l'origine de la mesure, nos résultats montrent que la réaction verticale sous la pointe est une fonction du frottement intergranulaire et des chocs entre les particules. La résistance de pointe reflète en partie les forces normales et tangentielles agissant sur les contacts des particules, lesquelles construisent les chaînes de force qui s'opposent à l'avancement de la pointe dans le matériau. La génération et la destruction de ces chaînes de forces se traduit par des états de blocage et de déblocage lors de l'enfoncement.

Nous avons validé notre modèle de tassement sur différentes mesures prises sur le même site lors d'une campagne expérimentale menée sur voie. A moyen terme, Il est nécessaire d'étendre l'application du modèle sur plusieurs sites d'étude, notamment sur des lignes à grande vitesse. Cette démarche permettra de valider la robustesse du modèle et son application de manière généralisée. Ce modèle a été développé en laboratoire, en considérant une raideur assez importante sur le banc d'essais. Il est donc envisageable d'étudier l'influence de la raideur et de sa variabilité sur la réponse globale du système en termes de déformation verticale par des approches aussi bien expérimentales que numériques. La caractérisation de la variabilité spatiale de la mesure pénétrométrique sur site nous a permis d'obtenir une longueur de corrélation de 30 m, cette distance étant supérieure à la zone étudiée.

A plus long terme, il est envisageable de réaliser des campagnes sur des tronçons plus longs, afin d'établir la distance optimale d'espacement entre sondages, pour la caractérisation de son état mécanique initial. Finalement, il nous paraît essentiel d'étudier l'influence de l'intensité de vibration Γ sur le tassement par l'approche Dynamique de Contacts, sur une configuration géométrique ferroviaire réelle. Les bandes de cisaillement générées autour des traverses vont jouer sur la déstabilisation du massif granulaire soumis à des chargements cycliques.

Bibliographie

- [1] NF EN 1097-1. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (micro-deval). Technical report, AFNOR, Août 2011.
- [2] NF EN 1097-2. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation. Technical report, AFNOR, Juin 2010.
- [3] NF EN 13450. Granulats pour ballast de voies ferrées. Technical report, AFNOR, Août 2003.
- [4] NF P 94-105. Contrôle de la qualité du compactage : Méthode au pénétromètre dynamique à énergie variable - principe et méthode étalonnage du pénétromètre - exploitation des résultats - interprétation. Technical report, AFNOR, mai 2000.
- [5] I. Agnolin and J.N. Roux. Internal states of model isotropic granular packings. ii. compression and pressure cycles. *Phys Rev E Stat Nonlin Soft Matter Phys*, 76(6-1) :061303, Dec 2007.
- [6] A. Al-Shaer. *Analyse des déformations permanentes des voies ferrées ballastées - Approche dynamique*. PhD thesis, LCPC, 2005.
- [7] J. Alias and Société nationale des chemins de fer français. *La Voie ferrée : techniques de construction et d'entretien*. Collection des chemins de fer. Eyrolles, 1984.
- [8] S. Amar and J.F. Jezequel. Propriétés mécaniques des sols déterminées en place. *Techniques de l'ingénieur. Construction*, 1 :C220.1–C220.24, Jul 1998.
- [9] S. Joseph Antony and Matthew R. Kuhn. Influence of particle shape on granular contact signatures and shear strength : new insights from simulations. *International Journal of Solids and Structures*, 41(21) :5863–5870, October 2004.
- [10] E. Azéma. *Caractérisation expérimentale et numérique du ballast*. PhD thesis, Université Montpellier II, Rapport de DEA, 2004.
- [11] E. Azéma. *Etude numérique des matériaux granulaires à grains polyédriques : rhéologie quasi-statique, dynamique vibratoire, application au procédé de bourrage du*

- ballast*. PhD thesis, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 2007.
- [12] E. Azéma and F. Radjaï. Force chains and contact network topology in sheared packings of elongated particles. *Phys. Rev. E*, 85(3) :031303–, March 2012.
 - [13] E. Azéma, F. Radjai, R. Peyroux, V. Richefeu, and G. Saussine. Short-time dynamics of a packing of polyhedral grains under horizontal vibrations. *Eur. Phys. J. E*, 26 :327–335, 2008.
 - [14] E. Azéma, F. Radjai, R. Peyroux, and G. Saussine. Force transmission in a packing of pentagonal particles. *Phys. Rev. E*, 76(1 Pt 1) :011301, Jul 2007.
 - [15] E. Azéma, F. Radjaï, and G. Saussine. Quasistatic rheology, force transmission and fabric properties of a packing of irregular polyhedral particles. *Mechanics of Materials*, 41(6) :729–741, June 2009.
 - [16] M. Babic, H.H. Shen, and H.T. Shen. The stress tensor in granular shear flows of uniform, deformable disks at high solids concentrations. *J. Fluid Mech.*, 219 :81, 1990.
 - [17] E. Ben-Naim, J. B. Knight, and E. R. Nowak. Slow relaxation in granular compaction. *J. Chem. Phys.*, 100 :6778, 1996.
 - [18] M. A. Benz. *Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda*. PhD thesis, Université Blaise Pascal, juin 2009.
 - [19] J. Biarez and P.Y. Hicher. *Elementary Mechanics of Soil Behaviour : Saturated Remoulded Soils*. A.A. Balkema, 1994.
 - [20] V. Bodin. *Comportement du ballast des voies ferrées soumises à un chargement vertical et latéral*. PhD thesis, LCPC, 2001.
 - [21] K. Braeuer, M. Pfitzner, D. O Krimer, M. Mayer, Y. Jiang, and M. Liu. Granular elasticity : stress distributions in silos and under point loads. *Phys. Rev. E*, 74(6 Pt 1) :061311, Dec 2006.
 - [22] P. Breul, M. Benz, R. Gourvès, and G. Saussine. Penetration test modeling in a coarse granular medium. In *Powders and grains 2009 : Proceedings of the 6th international conference on micromechanics of granular media*, volume 1145, pages 173–176, Golden (Colorado), 2009. AIP Conference Proceedings.
 - [23] B. Cambou and M. Jean. *Micromécanique des matériaux granulaires*. Hermes Sciences, 2001.
 - [24] P. Cerasi and P. Mills. Insights in erosion instabilities in nonconsolidated porous media. *Phys. Rev. E*, 58 :6051–6060, 1998.
 - [25] L. Chaigneau. *Caractérisation des sols de surface à l’aide d’un pénétromètre*. PhD thesis, Université Blaise Pascal, Clermont - Ferrand, juin 2001.
 - [26] J.P. Chilès and P. Delfiner. *Geostatistics : Modeling Spatial Uncertainty*. Wiley, 2012.
 - [27] K.M. Chua. Determination of cbr and elastic modulus of soils using a portable pavement dynamic cone penetrometer. *Penetration Testing*, 1 :407–414, 1988.
 - [28] G. Combe. *Origines du comportement quasi-statique des assemblages granulaires denses : étude par simulations numériques*. PhD thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, juin 2001.

- [29] G. Combe and J.N. Roux. Strain versus stress in a model granular material : A devil's staircase. *Phys Rev Lett*, 85(17) :3628–3631, Oct 2000.
- [30] P. A. Cundall, A. Drescher, and O. D. L. Strack. Numerical experiments on granular assemblies ; measurements and observations. In *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*, pages 355–370, Delft, 1982.
- [31] P. A. Cundall and O. D. L. Strack. A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, 29(1) :47–65, 1979.
- [32] P. A. Cundall and O. D. L. Strack. Modeling of microscopic mechanisms in granular materials. In J. T. Jenkins and M. Satake, editors, *Mechanics of Granular Materials : New Models and Constitutive Relations*, pages 137–149, Amsterdam, 1983. Elsevier.
- [33] P.A. Cundall. Distinct element models of rock and soil structure. In Brown E.T., editor, *Analytical and computational methods in engineering rocks mechanics*. Allen and Unwin, 1987.
- [34] P.A. Cundall. Formulation of three dimensional distinct element model, part 1 : A scheme to detect and represent contact in a system composed of many polyhedral blocks. *ijrmms*, 25(3) :107–108, 1988.
- [35] T. Dahlberg. Some railroad settlement models - a critical review. In *Journal of Rail and Rapid Transit.*, volume Vol. 215, no. F4, pages 289–300. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. Pt.F., 2001.
- [36] F. Darve and F. Laouafa. Instabilities in granular materials and application to landslides. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 5 :627–652, 2000.
- [37] B.M. Das. *Principles of Geotechnical Engineering*. Cengage Learning, 2009.
- [38] S. Courrech du Pont, P. Gondret, B. Perrin, and M. Rabaud. Wall effects on granular heap stability. *Europhysics Letters*, 61(4) :492–, 2003.
- [39] F. Dubois and M. Jean. Lmgc90 une plateforme de développement dédiée à la modélisation des problèmes d'interaction. In *Actes du sixième colloque national en calcul des structures - CSMA-AFM-LMS -*, volume 1, pages 111–118, 2003.
- [40] M. Foster, R. Fell, and M. Spannagle. The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 :1000–1024, 2000.
- [41] R. García-Rojo, F. Alonso-Marroquín, and H. J. Herrmann. Characterization of the material response in granular ratcheting. *Phys Rev E Stat Nonlin Soft Matter Phys*, 72(4 Pt 1) :041302, Oct 2005.
- [42] C. L. Gardner and D. G. Schaeffer. Numerical simulation of uniaxial compression of a granular material with wall friction. *SIAM J. Appl. Math.*, 54(6) :1676–1692, 1994.
- [43] GDR-MiDi. On dense granular flows. *Eur. Phys. J. E*, 14 :341–365, 2004.
- [44] J. Goupy. *Plans d'expériences*. Ed. Techniques Ingénieur, 1988.
- [45] N. Guerin. *Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées*. PhD thesis, LCPC, 1996.
- [46] A. Hettler. Bleibende setzungen des schotteroberbaues. *Eisenbahntechnische Rundschau* 33, H.11, 1984.
- [47] T.M.P. Hoang. *Optimisation des temps de calculs dans le domaine de la simulation par éléments discrets pour des applications ferroviaires*. PhD thesis, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 2011.

- [48] Daniel W. Howell, R. P. Behringer, and C. T. Veje. Fluctuations in granular media. *Chaos*, 9(3) :559–572, Sep 1999.
- [49] B. Indraratna, D. Ionescu, and H.D. Christie. Shear behaviour of railway ballast based on large scale triaxial testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998.
- [50] B. Indraratna, J. Lackenby, and H.D. Christie. Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading. *Geotechnique, Institution of Civil Engineers*, 2005.
- [51] B. Indraratna, W. Salim, and C. Rujikiatkamjorn. *Advanced Rail Geotechnology : Ballasted Track*. Taylor & Francis, 2011.
- [52] H. M. Jaeger, S. R. Nagel, and R. P. Behringer. Granular solids, liquids, and gases. *Reviews of Modern Physics*, 68(4) :1259–1273, 1996.
- [53] M. Jean. Unilateral contact and dry friction : time and space variables discretization. *Arch. of Mech., Warszawa*, 40(1) :677–691, 1988.
- [54] M. Jean. Frictional contact in rigid or deformable bodies : numerical simulation of geomaterials. In A.P.S. Salvadurai and J.M. Boulon, editors, *Mechanics of Geomaterial Interfaces*, volume 42 of *Studies in Applied Mechanics*, pages 463–486. Elsevier Science Publisher, Amsterdam, 1995.
- [55] M. Jean. The non-smooth contact dynamics method. *Computer Methods in Applied Mechanic and Engineering*, 177 :235–257, 1999.
- [56] M. Jean and J. J. Moreau. Unilaterality and dry friction in the dynamics of rigid body collections. In *Proceedings of Contact Mechanics International Symposium*, pages 31–48, Lausanne, Switzerland, 1992. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- [57] M. Jean and E. Pratt. A system of rigid bodies with dry friction. *International Journal Eng. Sci.*, pages 497–513, 1985.
- [58] K. Karraz. *Comportement cyclique à long terme d’un matériau granulaire modèle pour application aux infrastructures ferroviaires*. PhD thesis, Université Paris Est, 2008.
- [59] A. Karrech. *Comportement des matériaux granulaires sous vibration : Application au cas du ballast*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2000.
- [60] J. B. Knight, C. G. Fandrich, C. N. Lau, H. M. Jaeger, and S. R. Nagel. Density relaxation in a vibrated granular material. *Phys. Rev. E*, 51(5) :3957–3962, 1995.
- [61] N.P. Krut and L. Rothenburg. Kinematic and static assumptions for homogenization in micromechanics of granular materials. *Mechanics of Materials*, 36(12) :1157–1173, December 2004.
- [62] P.V. Lade. Instability and liquefaction of granular materials. *Computers and Geotechnics*, 16(2) :123–151, 1994.
- [63] T.W. Lambe and R.V. Whitman. *Soil Mechanics*. Series in Soil Engineering. Wiley, 1969.
- [64] W.L. Lim. *Mechanics of Railways Ballast Behaviour*. PhD thesis, The University of Nottingham, mai 2004.
- [65] S. Lobo-Guerrero and L. E. Vallejo. Discrete element method analysis of railtrack ballast degradation during cyclic loading. *Granular Matter*, 8 :195–2004, 2006.

- [66] M. Lu and G.R. McDowell. The importance of modelling ballast particle shape in the discrete element method. *Granular Matter*, 9 :69–80, 2007.
- [67] T. Lunne. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Taylor & Francis, 1997.
- [68] J. E. Maneval, K. M. Hill, B. E. Smith, A. Caprihan, and E. Fukushima. Effects of end wall friction in rotating cylinder granular flow experiments. *Granular Matter*, 7(4) :199–202, 2005.
- [69] M. M. Mehrabadi, S. Nemat-Nasser, H. M. Shodja, and G. Subhash. Some basic theoretical and experimental results on micromechanics of granular flow. In *Micromechanics of granular media*, Amsterdam, 1988. Elsevier.
- [70] J. J. Moreau. Evolution problem associated with a moving convex set in a hilbert space. *Journal of differential equations*, 26 :347–374, 1977.
- [71] J. J. Moreau. Liasons unilatérales sans frottement et chocs inélastiques. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, 296 :1473–1476, 1983.
- [72] J. J. Moreau. Bounded variation in time. In P.D. Panagiotopoulos and G Strang, editors, *Topics in Nonsmooth Mechanics*, pages 1–74. Birkhäuser, Basel, 1988.
- [73] J. J. Moreau. New computation methods in granular dynamics. In *Powders & Grains* 93, page 227, Rotterdam, 1993. A. A. Balkema.
- [74] J. J. Moreau. Numerical investigation of shear zones in granular materials. In D. E. Wolf and P. Grassberger, editors, *Friction, Arching, Contact Dynamics*, pages 233–247, Singapore, 1997. World Scientific.
- [75] J.J. Moreau. Some numerical methods in multibody dynamics : Application to granular materials. *European Journal of Mechanics A/Solids*, supp.(4) :93–114, 1994. Formulation mathématiques titre du livre Contacts mechanics.
- [76] J.J. Moreau. Contact et frottement en dynamique des systèmes de corps rigides. *Rev. Eur. Elem. Finis*, pages 9–28, 2000.
- [77] J.J. Moreau and P.D. Panagiotopoulos, editors. *Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics*, volume 302 of *International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures*. Springer, Vienna, 1988.
- [78] D. M. Mueth, H. M. Jaeger, and S. R. Nagel. Force distribution in a granular medium. *Phys. Rev. E.*, 57(3) :3164–3169, 1998.
- [79] A.A. Peña, A. Lizcano, F. Alonso-Marroquin, and H.J. Herrman. Fluctuations at the critical state of a polygonal packing. *Int. J. For Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 00 :1–12, 2006.
- [80] R. M. Nedderman. *Statics and kinematics of granular materials*. Cambr. Univ. Press, Cambridge, 1992.
- [81] E.G. Nezami, Y.M.A Hashash, D. Zaho, and J. Ghaboussi. A fast contact detection for 3-d discrete element method. *Computers and Geotechnics*, 31 :575–587, 2004.
- [82] F. Nicot, F. Darve, and H. Dat Vu Khoa. Bifurcation and second-order work in geomaterials. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 31(8) :1007–1032, 2007.
- [83] R. Nova. Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programs. *Journal of Mechanical behavior of Materials*, 5 :193–201, 1994.

- [84] E. R. Nowak, J. B. Knight, E. Ben-Naim, H. M. Jaeger, and S. R. Nagel. Density fluctuations in vibrated granular materials. *Phys. Rev. E*, 57(2) :1971–1982, 1998.
- [85] M. Oda and K. Iwashita, editors. *Mechanics of Granular Materials*. A. A. Balkema, Rotterdam, 1999.
- [86] M. Oda, J. Koshini, and S. Nemat-Nasser. Some experimentally based fundamental results on the mechanical behavior of granular materials. *Geotechnique*, 30 :479–495, 1980.
- [87] Corey S. O’Hern, Leonardo E. Silbert, Andrea J. Liu, and Sidney R. Nagel. Jamming at zero temperature and zero applied stress : The epitome of disorder. *Phys. Rev. E*, 68 :011306, Jul 2003.
- [88] G. Ovarlez, C. Fond, and E. Clément. Overshoot effect in the janssen granular column : a crucial test for granular mechanics. *Phys. Rev. E*, 67(6 Pt 1) :060302, Jun 2003.
- [89] G. Ovarlez, E. Kolb, and E. Clément. Rheology of a confined granular material. *Phys. Rev. E*, 64(6 Pt 1) :060302, Dec 2001.
- [90] X. Oviedo. *Etude du comportement du ballast par un modèle micromécanique*. PhD thesis, LCPC, May 2001.
- [91] A. Pecker. *Dynamique des sols*. Collection Géotechnique. Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1984.
- [92] O. Pouliquen. Scaling laws in granular flows down rough inclined planes. *Phys. Fluids*, 11(3) :542–548, March 1999.
- [93] E. Rabinowicz. *Friction and Wear of Materials*. Wiley, New York, 1965.
- [94] F. Radjaï. Multicontact dynamics. In H. J. Herrmann et al., editor, *Physics of Dry Granular Media*, pages 305–312, Netherlands, 1998. Kluwer Academic Publishers.
- [95] F. Radjai and F. Dubois. *Discrete-Element Modeling of Granular Materials*. Iste Series. John Wiley & Sons, 2011.
- [96] F. Radjai, P. Evesque, Bideau, and S. Roux. Stick-slip dynamics of a one-dimensional array of particles. *Phys. Rev. E*, 52(5) :5555–5564, Nov 1995.
- [97] F. Radjai, M. Jean, J.J. Moreau, and S. Roux. Force distributions in dense two dimensional granular systems. *Phys. Rev. Letter*, 77 :274–277, 1996.
- [98] F. Radjaï and V. Richefeu. Bond anisotropy and cohesion of wet granular materials. *Philosophical Transactions of the Royal Society A : Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 367(1909) :5123–5138, 2009.
- [99] F. Radjaï and V. Richefeu. Contact dynamics as a nonsmooth discrete element method. *Mechanics of Materials*, 41(6) :715–728, June 2009.
- [100] F. Radjaï and S. Roux. Friction-induced self-organization of a one-dimensional array of particles. *Phys. Rev. E*, 51(6) :6177–6187, Jun 1995.
- [101] F. Radjai and S. Roux. Turbulentlike fluctuations in quasistatic flow of granular media. *Phys. Rev. Lett.*, 89(6) :064302, Aug 2002.
- [102] F. Radjai and S. Roux. Contact dynamics study of 2d granular media : Critical states and relevant internal variables. In H. Hinrichsen and D. E. Wolf, editors, *The Physics of Granular Media*, pages 165–186, Weinheim, 2004. Wiley-VCH.

- [103] F. Radjai, S. Roux, and J.J. Moreau. Contact forces in a granular packing. *Chaos*, 9(3) :544–550, Sep 1999.
- [104] F. Radjai, D. E. Wolf, M. Jean, and J.J. Moreau. Bimodal character of stress transmission in granular packings. *Phys. Rev. Letter*, 80 :61–64, 1998.
- [105] F. Radjai, D. E. Wolf, S. Roux, M. Jean, and J. J. Moreau. Force networks in dense granular media. In R. P. Behringer and J. T. Jenkins, editors, *Powders & Grains 97*, pages 211–214. Balkema, Rotterdam, 1997.
- [106] G.P. Raymond and R.J. Barthurst. Performance of large-scale model single tie-ballast systems. *Transportation Research Board*, 1131 :7–14, 1987.
- [107] N. Rhyama, Ph. Bressolette, P. Breul, M. Frogli, and G. Saussine. A probabilistic approach for estimating the behavior of railway tracks. *Engineering Structures*, 33 :2120–2133, 2011.
- [108] P. Ribière, P. Richard, D. Bideau, and R. Delannay. Experimental compaction of anisotropic granular media. *Eur Phys J E Soft Matter*, Mar 2005.
- [109] P. Ribière, P. Richard, P. Philippe, D. Bideau, and R. Delannay. On the existence of stationary states during granular compaction. *Eur Phys J E Soft Matter*, 22(3) :249–253, Mar 2007.
- [110] L. Ricci, V.H. Nguyen, K. Sab, D. Duhamel, and L. Schmitt. Dynamic behaviour of ballasted railway tracks : a discrete/continuous approach. *Computers and structures*, 2001.
- [111] G. H. Ristow and H. J. Herrmann. Forces on the walls and stagnation zones in a hopper filled with granular material. *Physica A*, 213 :474–481, 1995.
- [112] J.N. Roux. *Matériaux discontinus*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, septembre 2004.
- [113] S. Roux and F. Radjai. Statistical approach to the mechanical behavior of granular media. In H. Aref and J.W. Philips, editors, *Mechanics for a New Millennium*, pages 181–196, Netherlands, 2001. Kluwer Acad. Pub.
- [114] B. Saint-Cyr, J.-Y. Delenne, C. Voivret, F. Radjaï, and P. Sornay. Rheology of granular materials composed of nonconvex particles. *Phys. Rev. E*, 84(4) :041302–, October 2011.
- [115] R. Salgado, J.K. Mitchell, and M. Jamiolkowski. Cavity expansion and penetration resistance in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 123, no. 4, pages 344–354, 1997.
- [116] M. W. Salim. *Deformation and degradation aspects of ballast and constitutive modeling under cycling loading*. PhD thesis, University of Wollongong, 2004.
- [117] M. Satake. Fabric tensor in granular materials. In P. A. Vermeer and H. J. Luger, editors, *Proceedings of the IUTAM symposium on deformation and failure of granular materials, Delft*, pages 63–68, Amsterdam, 1982. A. A. Balkema.
- [118] G. Saussine. *Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels : application au ballast*. PhD thesis, Université Montpellier II, october 2004.
- [119] G. Saussine, C. Cholet, P.E. Gautier, F. Dubois, C. Bohatier, and J.J. Moreau. Modeling ballast behaviour under dynamic loading. part1 : A 2d polygonal discrete element method approach. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, 195 :2841 – 2859, 2006.

- [120] T. Schanz and P. A. Vermeer. Angles of friction and dilatancy of sand. *Geotechnique*, 46 :145–152, 1996.
- [121] E.T. Selig and J.M. Waters. *Track Geotechnology and Substructure Management*. T. Telford, 1994.
- [122] M.J. Shenton. Deformation of railway ballast under repeated loading conditions. *Railroad Track Mechanics and Technology*, Pergamon Press, 1978.
- [123] S.K. Shukla, J.G. Loughran, and N. Sivakugan. Stress within a cohesionless granular fill in a storage vessel with sloping walls during initial static loading. *Powder Technol.*, 192 :389–393, 2009.
- [124] L. Staron and F. Radjai. Friction versus texture at the approach of a granular avalanche. *Phys Rev E*, 72(4 Pt 1) :041308, Oct 2005.
- [125] S. J. Suiker. *The mechanical behaviour of ballasted railway tracks*. PhD thesis, Technische Universiteit Delft, 2002.
- [126] N. Taberlet, P. Richard, and R. Delannay. The effect of sidewall friction on dense granular flows. *Computers & Mathematics with Applications*, 55(2) :230–234, January 2008.
- [127] E. Tutumluer, H. Huang, Y. Hashash, and J Ghaboussi. Aggregate shape effects on ballast tamping and railroad track lateral stability. In *AREMA, annual Conference*, 2006.
- [128] I. Vardoulakis, M. Goldscheider, and G. Gudehus. Formation of shear bands in sand bodies as a bifurcation problem. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 2(2) :99–128, 1978.
- [129] C. Voivret, F. Radjai, J.-Y. Delenne, and M. S. El Youssoufi. Multiscale force networks in highly polydisperse granular media. *Phys. Rev. Lett.*, 102 :178001, 2009.
- [130] O. R. Walton. Numerical simulation of inelastic, frictional particle-particle interactions. In M. C. Roco, editor, *Particulate two-phase flow*, page 884, Boston, 1993. Butterworth-Heinemann.
- [131] O. R. Walton and R. L Braun. Stress calculations for assemblies of inelastic spheres in uniform shear. *Acta Mechanica*, 63 :73, 1986.
- [132] S. A. Watson, M. J. Adams, S. L. Rough, B. J. Briscoe, and T. Papathanasiou. The modelling of the influence of wall friction on the characteristics of pressed ceramic parts. In N. A. Fleck and A. C. E. Cocks, editors, *IUTAM Symposium on Mechanics of Granular and Porous Materials*, pages 415–426. Kluwer Academic Publishers, 1997.
- [133] D.M. Wood. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge, England, 1990.
- [134] H.S. Yu and J.K. Mitchell. Analysis of cone resistance : Review of methods. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. Vol. 124, no. 2, pages 140–149, 1998.
- [135] C. Zeilstra, J.G. Collignon, M.A. Hoef van der, N.G. Deen, and J.A.M. Kuipers. Experimental and numerical study of wall-induced granular convection. *Powder Technology*, 184(2) :166–176, 2008.

Titre : Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité

Résumé : La dégradation géométrique de la voie ferrée sur les Lignes à Grande Vitesse (LGV) est un phénomène qui entraîne des coûts de maintenance importants pour assurer une qualité de circulation et de sécurité. Cette dégradation géométrique est imputable, en partie au tassement de la couche de ballast qui constitue l'une des parties de la voie ferrée. Le tassement du ballast est un phénomène difficile à estimer et à prédire car sa nature granulaire et ses caractéristiques particulières entraînent des variabilités de ses propriétés mécaniques. Ce travail de thèse est consacré à l'étude du comportement mécanique du ballast, pour le développement d'un modèle prédictif du tassement sur voie ferrée à partir de la caractérisation mécanique initiale du matériau (grâce à l'utilisation du pénétromètre léger Panda) et des sollicitations auxquelles la voie est soumise. Grâce à l'étude paramétrique développée sur un banc d'essais à échelle réelle, nous avons constitué et validé un modèle de prédiction qui est basé sur une loi de relaxation logarithmique. La modélisation numérique par éléments discrets en utilisant la méthode de la Dynamique des Contacts permet d'étudier les propriétés mécaniques du matériau ballast à l'échelle des grains. L'analyse des déformations transitoires montre une dépendance claire de la déformation moyenne par rapport à la contrainte appliquée et au rapport d'aspect en raison de l'action du frottement aux frontières. Les fluctuations de ces déformations, sont très importantes et semblent évoluer avec la déformation moyenne. Finalement, la pertinence de la caractérisation du ballast à partir de l'essai Panda a été vérifiée à partir d'une étude paramétrique sur les mécanismes d'enfoncement grâce à l'utilisation de cette approche numérique discrète.

Mots clefs : Matériaux granulaires, ballast, loi de tassement, pénétromètre Panda, éléments discrets, Dynamique des Contacts

Title : Mechanisms of ballast settlement and its variability

Abstract : Railway track degradation on high-speed lines is a phenomenon which causes high maintenance costs to ensure quality traffic and safety. This geometric degradation is due in part to the vertical strain (settlement) of the ballast layer, which compose the track. The ballast settlement is a difficult phenomenon to estimate and predict because its granular nature and characteristics of this layer induces variability of its mechanical properties. This work is devoted to the study of the mechanical behavior of ballast, to develop a predictive model of track settlement from the initial mechanical characterization of the material (by means a light penetrometer Panda) and the loading on track. By means several test on a full-scale model of railway track, we established and validated a predictive model based on a logarithmic relaxation law. Numerical modeling by discrete element method using the Dynamic Contacts allows to study the mechanical properties of ballast at grain-scale. Transient deformation analysis shows a clear dependence of the average deformation with respect to the stress and aspect ratio as a result of the frictional feedback at the boundaries. Fluctuations of these deformations are significant and seem to evolve with the average deformation. Finally, the relevance of the ballast characterization using the Panda test has been verified by means a parametric study on mechanisms during the penetration process by discrete element method.

Keywords : Granular materials, ballast, settlement model, Panda penetrometer, discret element, Contacts Dynamic

