

Etude du comportement mécanique des matériaux fins non saturés sous sollicitations cycliques. Application au développement d'une méthodologie de diagnostic et de maintenance de la plateforme ferroviaire du Transgabonais

Bilal Yoka Khail

▶ To cite this version:

Bilal Yoka Khail. Etude du comportement mécanique des matériaux fins non saturés sous sollicitations cycliques. Application au développement d'une méthodologie de diagnostic et de maintenance de la plateforme ferroviaire du Transgabonais. Génie civil. Université Clermont Auvergne, 2021. Français. NNT: 2021UCFAC020. tel-03564314

HAL Id: tel-03564314 https://theses.hal.science/tel-03564314

Submitted on 10 Feb 2022

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.

UNIVERSITÉ CLERMONT AUVERGNE

ÉCOLE DOCTORALE SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR DE CLERMONT-FERRAND

THÈSE

Présentée par

Bilal YOKA KHAIL

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR D'UNIVERSITÉ

SPÉCIALITÉ : GÉNIE CIVIL

Titre de la thèse :

Étude du comportement mécanique des matériaux fins non saturés sous sollicitations cycliques - Application au développement d'une méthodologie de diagnostic et de maintenance de la plateforme ferroviaire du Transgabonais

Soutenue publiquement le 12 mars 2021 devant le jury composé de :

Mme. Anne PANTET, Université du Havre	Présidente, Rapporteur
M. Henry WONG, ENTPE Université de Lyon	Rapporteur
M. Jean-Claude DUPLA, Ecole des Ponts ParisTech	Examinateur
M. Pierre BREUL, Université Clermont Auvergne	Directeur
Mme. Mathilde MORVAN, Université Clermont Auvergne	Co-encadrante

A mon grand-père Marcel YOKA... Et à ses filles, mes mères : Nadine, Stéphanie, Colette et Annie.

Remerciements

Ce travail de recherche a été effectué à l'équipe géotechnique de l'axe Mécanique, Génie Mécanique, Génie Civil, Génie Industriel (M3G) à l'Institut Pascal (Université Clermont Auvergne à Clermont Ferrand). Il est le fruit d'une collaboration qui unit à la fois des acteurs industriels et universitaires à qui je voudrais adresser mes sincères remerciements.

Je souhaite tout d'abord exprimer ma profonde gratitude à mon directeur de thèse Pierre BREUL, Professeur à l'Université Clermont Auvergne et à ma co-encadrante Mathilde MORVAN, Maître de Conférence à l'Université Clermont Auvergne, pour l'encadrement de qualité qu'ils ont porté à cette thèse, mais aussi pour leur patience, leur encouragement qui m'ont été très utiles tout au long de cette thèse.

Je remercie Monsieur Henry Kwai-Kwan WONG Professeur à l'ENTPE de l'Université de Lyon et Madame Anne PANTET Professeure à l'Université du Havre pour m'avoir fait l'honneur d'accepter d'être rapporteurs de ce mémoire. Et à Monsieur Jean-Claude DUPLA Professeur à l'Ecole des Ponts ParisTech d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail.

Je remercie les responsables de la Société d'Exploitation du Transgabonais (SETRAG) et de la Compagnie Minière de l'Ogooué (COMILOG), qui sont à l'origine de ce projet de recherche. Un remerciement particulier à Monsieur Nohine LO, Directeur de l'équipement à la SETRAG, à Monsieur Jean MOURADIAN, conseiller en géotechnique à la SETRAG, pour leur accueil et leur soutien durant mes séjours d'étude à Libreville. Je n'oublie pas l'équipe de la direction de l'infrastructure fixe, en commençant par Monsieur Christian MAGNI, Directeur des Infrastructures Ferroviaires, Monsieur François MINKO et son équipe.

Je voudrais aussi remercier Monsieur Jean-Marc HENOT du Laboratoire Magmas et Volcans de l'Université Clermont Auvergne, pour avoir accepté d'effectuer la prise d'images au microscope électronique à balayage. Un remerciement à Monsieur Ambroise EDOU MINKO, Professeur à l'Université des Sciences et Techniques de Masuku pour les précisions qu'il m'a apporté sur les sols de la formation du Cocobeach au Gabon. Un remerciement aussi à Monsieur Miguel BENZ de Sol Solution pour avoir accepté de me recevoir dans le cadre de la réalisation de l'essai de calibration sur le sable de Dunkerque.

Un remerciement spécial à Monsieur Rostand MOUTOU-PITTI, Maître de Conférences à l'Université Clermont Auvergne, pour avoir été l'instigateur de ce projet de recherche et pour m'avoir donné l'opportunité d'y être impliqué.

Je remercie ma famille, ma mère Nadine pour son soutien indéfectible, pour ce qu'elle est et pour ce qu'elle fait pour moi. Je remercie aussi son époux Jean-Michel qui est comme un père et qui me soutien et m'encourage. Je pense à mes petis-frères Gabi, Eli et Nathan (qui ont intérêt à suivre !). Je pense aussi à toute la famille au Gabon, à mes tantes : Stéphanie, Colette et Annie pour m'avoir également soutenu durant tout mon parcours scolaire d'une façon ou d'une autre. A mes frères et soeurs. Une pensée également pour la famille LECOMTE à Chaumont d'Anjou.

Une pensée particulière à tous les enseignants de l'USTM/GC qui ont été des mentors et des exemples. Et à tous mes amis avec qui j'y est passé de bons moments. A la bande de Makana : Florent, Arès et Sterny et à la bande DUT/GC et Ing/GC.

Je n'oublie pas tous les collègues doctorants avec qui j'ai passé des bons moments, les anciens (déjà docteurs !) : Bernard, Claude, Husam, César, Yassia, Mathilde, Edourad, Elodie, Augustin, Taher, Maetham, Maroua, Med et les nouveaux : Caroline, Rime, Phan, Khaled, Hichem, Arthur, Ali, Arnauld et son frère Arnoul, Martian et Fengdong. Je souhaite bonne continuation aux nouveaux. Un remerciement également à l'équipe du hall GC : Gaël, Philippe, Laurent. Et pour finir, je fais un coucou à tous les amis et frères que j'ai connus à Clermont-Ferrand : Bleck, Eric, Léandre, Ludovic, Djovan, Abraham, Jonathan, Emery.

Résumé

Le Transgabonais, principale ligne ferroviaire du Gabon, constitue un maillon essentiel dans l'économie de ce pays. En effet, cette ligne est utilisée pour le transport des biens et des personnes mais également et principalement pour l'acheminement des minerais (notamment du manganèse), l'une des principales ressources du pays. Une partie de cette ligne est construite sur des sols pélitiques au comportement mécanique méconnu. Dans cette partie de la voie, des problèmes de déformabilité importants, présents sur des portions répertoriées comme « zones instables » et ayant entrainés plusieurs accidents, obligent actuellement l'entreprise exploitante à multiplier les opérations de maintenance et à réduire le nombre et la vitesse des convois entrainant de fait, un ralentissement de la chaine de production des minerais.

L'objectif de ce travail est double. Premièrement, il s'agit d'étudier le comportement de ces sols fins, constitutifs de la plateforme, en conditions non saturées et sous sollicitations cycliques. Par ailleurs, il s'agit de proposer une méthodologie de caractérisation et de diagnostic de la voie in-situ permettant d'alimenter un modèle de prédiction de déformations permanentes en vue d'optimiser la politique de maintenance. Pour ce faire, deux zones instables particulières ont été étudiées. Une campagne d'essais in-situ a été réalisée sur chacune de ces zones en vue de caractériser leurs propriétés en place et la variabilité de ces propriétés. Par la suite, des campagnes d'essais de laboratoire ont été effectuées avec deux objectifs. D'une part, déterminer les courbes calibration des matériaux constituant la plateforme en vue de relier leur poids volumique sec à la résistance dynamique de pointe. D'autre part, caractériser les propriétés de ces matériaux, déterminer leurs courbes de rétention en fonction de leur densité et étudier leur comportement en condition non saturée et sous sollicitations cycliques.

Les résultats obtenus ont permis premièrement d'identifier les matériaux constituants la plateforme. Dans un deuxième temps, l'obtention des courbes de rétention d'eau pour différents indices des vides initiaux, a permis d'établir une relation linéaire entre l'indice des vides et la succion d'entrée d'air. Les essais triaxiaux (monotones et cycliques) ont permis d'étudier le comportement du sol et de « caler » un modèle de prédiction des déformations permanentes. Ce modèle donne une bonne estimation de la déformation permanente et, est alimenté à partir des mesures in-situ. Il peut être aussi utilisé pour estimer les tassements du sol de plateforme.

Mots-clés : Plateforme ferroviaire, pélite, sols non saturés, comportement cyclique.

Abstract

The Trans-Gabon Railway, Gabon's main railway line, is an essential component of the country's economy. Indeed, this line is used for the transport of goods and passengers but also and mainly for the transport of ores (especially manganese), one of the country's main resources. Part of this line is built on pelitic soils with unknown mechanical behavior. In this part of the line, significant deformability problems, present on portions listed as "unstable areas" and having led to several accidents, currently force the operating company to increase maintenance operations and reduce the number and the speed of convoys, resulting in a de facto slowdown in the ore production chain.

The objective of this work is double. Firstly, to study the behaviour of the fine-grained soil, constituting the subgrade soil, in unsaturated conditions and under cyclic loading. In addition, it is a question of proposing a methodology for characterizing and diagnosing the track in-situ to provide a model for predicting permanent deformations in order to optimize the maintenance policy. For this purpose, two particular unstable areas have been studied. An in-situ test campaign was carried out on each of these areas in order to characterize their in-situ properties and the variability of these properties. Subsequently, laboratory test campaigns were carried out with two objectives. On the one hand, to determine the calibration curves of the materials constituting the subgrade soil in order to relate their dry unit weight to the dynamic cone resistance. On the other hand, to characterize the properties of these materials, to determine their retention curves as a function of their density and to study their behavior in unsaturated condition and under cyclic loading.

The results obtained firstly allowed the identification of the materials constituting the subgrade soil. In a second step, the water retention curves for different initial void ratio were obtained, allowing to establish a linear relationship between the void ratio and the air entry value. Triaxial tests (monotonic and cyclic) were used to study the behaviour of the soil and to "lock" a model for predicting permanent deformations. This model gives a good estimate of the permanent deformation and, it is powered from in-situ measurements. It can also be used to estimate subgrade soil settlements.

Keywords : Railway subgrade, pelite, unsaturated soils, cyclic behavior.

Table des matières

	Rem	ercieme	nts
	Résu	ımé	vii
	Abst	ract	ix
	Liste	e des fig	ures
	Liste	e des tab	leaux
	Liste	e des syr	nboles
In	trodu	ction gé	nérale 1
1	Etat	de l'ar	t 5
	1.1	Élémei	nts de conception des ouvrages linéaires ferroviaires
		1.1.1	Éléments constitutifs d'une voie ferrée ballastée
		1.1.2	Sollicitations ferroviaires
		1.1.3	Conception et qualité des plateformes ferroviaires
		1.1.4	Pathologies et défauts de la voie
		1.1.5	Auscultation de la voie
		1.1.6	Maintenance de la voie ferrée
		1.1.7	Solutions de remediations pour la fiabilisation du sol de plateforme
		1.1.8	Bilan
	1.2	Compo	ortement des sols résiduels tropicaux
		1.2.1	Sols résiduels tropicaux
		1.2.2	Sols non saturés
		1.2.3	Comportement mécanique des sols fins sous sollicitation cyclique
		1.2.4	Bilan sur les sols résiduels tropicaux
	1.3	Conclu	ision
2	Cara	actérisa	tion du sol constituant la plateforme du Transgabonais 63
-	2.1	Cas d'	étude 63
	2.1	211	Présentation générale de la voie ferrée Transgabonais 63
		2.1.2	Caractéristiques de la voie 64
		2.1.2	Sollicitation sur la voie du Transgabonais
		2.1.3	Pathologie et maintenance du Transgabonais 68
		2.1.5	Problématique liée aux zones instables 71
		2.1.6	Discussion et démarche proposée 71
	2.2	Caract	érisation in-situ
		2.2.1	Choix des sites 73
		2.2.2	Description des sites 74
		2.2.3	Prélèvement d'échantillons de sol
		2.2.4	Contraintes statiques induite dans le sol de plateforme 80
	2.3	Variabi	ilité et caractéristiques in-situ
		2.3.1	Procédure d'essai et implémentation
		2.3.2	Résultats et analyse de la variabilité
		2.3.3	Synthèse sur la variabilité du sol de plateforme
	2.4	Conclu	15jon

3.1 Identification du sol de la plateforme du Transgabonais 97 3.1.1 Identification GTR 92 97 3.1.2 Minéralogie du sol de plateforme 102 3.1.3 Bilan des essais d'identification du sol de plateforme 106 3.2 Compressibilité et gonflement 106 3.2.1 Essais de gonflement à l'oedomètre 106 3.2.2 Essais de compressibilité 111 3.2.3 Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement 111 3.2.3 Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS 115 3.3.1 Introduction 115 117 3.3.2 Procédure 115 3.3.3 Résultats 117 3.3.4 Conclusion 121 3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau 121 3.4.2 Détermination des courbes de l'humidification-drainage 129 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 132 3.4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Protocole et dispositif
3.1.1Identification GTR 92973.1.2Minéralogie du sol de plateforme1023.1.3Bilan des essais d'identification du sol de plateforme1063.2Compressibilité et gonflement1063.2.1Essais de compressibilité1063.2.2Essais de compressibilité1113.2.3Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement1143.3Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS1153.3.1Introduction1153.3.2Procédure1153.3.3Résultats1173.3.4Conclusion1213.4.1Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.2Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.3Bilan1323.5Synthèse et discussion1334.1Protocole et dispositif d'essai1344.1.2Résultats des essais de calibration1334.1.1Protocole et dispositif d'essai1414.1.2Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle1474.2.1Essais triaxiaux coldues en condition de saturation totale et partielle1474.3.1Pristration du poids volumique sec in-situ1414.1.2Assis triaxiaux coldues en condition de saturation totale et partielle1474.2.1Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle1474.3.1Présentation du modèle envisagé1784.3.3<
3.1.2 Minéralogie du sol de plateforme 102 3.1.3 Bilan des essais d'identification du sol de plateforme 106 3.2.1 Essais de gonflement à l'ocdomètre 106 3.2.2 Essais de compressibilité 111 3.2.3 Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement 114 3.3 Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS 115 3.3.1 Introduction 115 3.3.2 Procédure 115 3.3.3 Acsultats 117 3.3.4 Conclusion 121 3.4 Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion 121 3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau 121 3.4.2 Détermination des courbes de rétention d'ainage 129 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 133 4.1 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Cractérisation à l'aide des courbes de calibration 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 134 4.1.3 Estimation d
3.1.3Bilan des essais d'identification du sol de plateforme1063.2Compressibilité et gonflement1063.2.1Essais de gonflement à l'oedomètre1063.2.2Essais de compressibilité1113.2.3Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement1143.3Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS1153.3.1Introduction1153.3.2Procédure1153.3.3Résultats1173.3.4Conclusion1213.4.1Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.2Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.3Bilan1323.5Synthèse et discussion1324Compretement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais1334.1.1Protocole et dispositif d'essai1344.1.2Résultats des essais de calibration1384.1.3Estimation du poids volumique sec in-situ1414.1.4Discussion et conclusion1474.2.2Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle1474.2.3Bilan des déformations permanentes1774.3Modélisation de modèle envisagé1784.3.4Bilan des déformations permanentes1774.3Modélisation de saturation totale et partielle1474.2.2Essais triaxiaux1774.3Modélisation de saturation totale et partielle161 <t< th=""></t<>
3.2 Compressibilité et gonflement à l'oedomètre 106 3.2.1 Essais de gonflement à l'oedomètre 106 3.2.2 Essais de compressibilité 111 3.2.3 Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement 114 3.3 Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS 115 3.3.1 Introduction 115 3.3.2 Procédure 115 3.3.3 Résultats 117 3.3.4 Conclusion 121 3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau 121 3.4.2 Détermination des courbes d'humidification-drainage 129 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 133 4.1 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux 177
3.2.1Essais de gonflement à l'oedomètre1063.2.2Essais de compressibilité1113.2.3Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement1143.3Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidé – essai UCS1153.3.1Introduction1153.3.2Procédure1153.3.3Résultats1173.3.4Conclusion1213.4Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion1213.4.1Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.2Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.3Bilan1323.5Synthèse et discussion1324Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais1334.1Caractérisation à l'aide des courbes de calibration1334.1.1Protocole et dispositif d'essai1344.1.2Résultats des essais de calibration1344.1.3Estimation du poids volumique sec in-situ1414.1.4Discussion et conclusion1474.2.1Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle1474.2.3Bilan des essais triaxiaux1774.3Modélisation des déformations de la voie1834.3.1Présentation du modèle proposé1794.3.3Suivi de l'évolution de sélérmations de la voie1834.4.4Synthèse et discussion1864.4Synthèse et discussion186
3.2.2Essais de compressibilité1113.2.3Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement1143.3Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS1153.3.1Introduction1153.3.2Procédure1153.3.3Résultats1173.3.4Conclusion1213.4Conclusion1213.4.1Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.2Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.3Bilan1323.5Synthèse et discussion1323.5Synthèse et discussion1334.1Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais1334.1.1Protocole et dispositif d'essai1344.1.2Résultats des essais de calibration1344.1.3Estimation du poids volumique sec in-situ1414.1.4Discussion et conclusion1474.2.1Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle1474.2.2Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle1474.3Modélisation des déformations permanentes1774.3Modélisation du modèle proposé1784.3.4Bilan1864.3.4Bilan1864.3.4Bilan1864.3.4Bilan1864.3.4Bilan1864.3.4Bilan1864.3.4Bilan
3.2.3Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement1143.3Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS1153.3.1Introduction1153.3.2Procédure1153.3.3Résultats1173.3.4Conclusion1213.4Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion1213.4.1Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.2Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.3Bilan1323.5Synthèse et discussion1323.5Synthèse et discussion1334.1Caractérisation à l'aide des courbes de calibration1334.1.1Protocole et dispositif d'essai1344.1.2Résultats des essais de calibration1344.1.3Estimation du poids volumique sec in-situ1414.1.4Discussion et conclusion1474.2Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle1474.2.3Bilan des essais traxiaux \cdot 1774.3Modélisation du modèle envisagé1784.3.3Suivi de l'évolution des déformations de la voie1834.3.4Bilan1864.4Synthèse et discussion187
3.3Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS1153.3.1Introduction1153.3.2Procédure1153.3.3Résultats1173.3.4Conclusion1213.4.1Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion1213.4.2Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.3Bilan1323.5Synthèse et discussion1324Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais1334.1Protocole et dispositif d'essai1344.1.2Résultats des essais de calibration1384.1.3Estimation du poids volumique sec in-situ1414.1.4Discussion et conclusion1474.2Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle1474.2.2Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle1474.2.3Bilan des essais triaxiaux1774.3Modélisation des déformations permanentes1774.3.1Présentation du modèle envisagé1784.3.2Validation du modèle envisagé1784.3.4Bilan1834.3.4Bilan183
3.3.1Introduction1153.3.2Procédure1153.3.3Résultats1173.3.4Conclusion1213.4Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion1213.4.1Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.2Détermination des courbes de rétention d'eau1213.4.3Bilan1323.5Synthèse et discussion1324Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais1334.1Caractérisation à l'aide des courbes de calibration1334.1.1Protocole et dispositif d'essai1444.1.2Résultats des essais de calibration1384.1.3Estimation du poids volumique sec in-situ1414.1.4Discussion et conclusion1474.2Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle1474.2.1Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle1614.2.3Bilan des essais triaxiaux1774.3Modélisation des déformations permanentes1774.3.1Présentation du modèle envisagé1784.3.2Validation du modèle envisagé1784.3.4Bilan1864.4Synthèse et discussion187Complusions confision187
3.3.2 Procédure 115 3.3.3 Résultats 117 3.3.4 Conclusion 121 3.4 Conclusion 121 3.4 Conclusion 121 3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau 121 3.4.2 Détermination des courbes d'humidification-drainage 129 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 132 4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177
3.3.3 Résultats 117 3.3.4 Conclusion 121 3.4 Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion 121 3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau 121 3.4.2 Détermination des courbes d'humidification-drainage 121 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 132 3.5 Synthèse et discussion 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du
3.3.4 Conclusion 121 3.4 Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion 121 3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau 121 3.4.2 Détermination des courbes d'humidification-drainage 129 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 132 4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux 177 4.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes
3.4 Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion 121 3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau 121 3.4.2 Détermination des courbes d'humidification-drainage 129 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 132 4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2.1 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation du modèle envisagé 178
3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau 121 3.4.2 Détermination des courbes d'humidification-drainage 129 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 132 4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 134 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux 177 4.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Bilan des déformations permanentes 179 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle envisagé <t< th=""></t<>
3.4.2 Détermination des courbes d'humidification-drainage 129 3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 132 4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 13 4.3 Modélisation du modèle envisagé 178 4.3.4 Bilan 180 4.3 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
3.4.3 Bilan 132 3.5 Synthèse et discussion 132 4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
3.5 Synthèse et discussion 132 4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3 Nodélisation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle envisagé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.4 Synthèse et discussion 187
4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.4 Synthèse et discussion 187
4 Comportement mécanique du sol de plateforme du Transgabonais 133 4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 133 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.4 Synthèse et discussion 180
4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration 133 4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 178 4.3.2 Validation du modèle envisagé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.4 Synthèse et discussion 187
4.1.1 Protocole et dispositif d'essai 134 4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3 Modélisation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.1.2 Résultats des essais de calibration 138 4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ 141 4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.1.4 Discussion et conclusion 147 4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.2 Essais infatiation de saturation totale et partielle 147 4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.2.1 Essais triaxiaux infortones en condition de saturation totale et particle 147 4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et particle 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partene 161 4.2.3 Bilan des essais triaxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.2.5 Bhan des essais traxiaux 177 4.3 Modélisation des déformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.3 Wodensation des deformations permanentes 177 4.3.1 Présentation du modèle envisagé 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.3.1 Presentation du modele envisage 178 4.3.2 Validation du modèle proposé 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187
4.3.2 Validation du modele propose 179 4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187 Conclusions générales et perspectives 189
4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie 183 4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187 Conclusions générales et perspectives 189
4.3.4 Bilan 186 4.4 Synthèse et discussion 187 Conclusions générales et perspectives 189
4.4 Synthèse et discussion
Conclusions générales et perspectives 180
Conclusions generates et perspectives
Bibliographie 193
A Diffusion des contraintes verticales 203
A 1 Surface efficace 203
A 2 Pression de contact movenne 204
BAnalyse des valeurs de résistance de pointe206
B.1 Résultats d'analyse des valeurs de résistance de pointe
C Essais UCS
C 1 Programme pour la réalisation des assais UCS 200
D Essais de calibration 209
D.1 Programme et résultats des essais de calibration
D.2 Code VBAExcel pour l'application de la méthode itérative pour l'estimation du poids volumique sec211

Liste des figures

1	Trafic ferroviaire en 2011	1
2	Vue d'ensemble du tracé de la ligne ferroviaire du Transgabonais	2
1.1	Characteria d'una costa faméra hallantés	6
1.1	Différence entre les structures des lienes elesience enciences et normalies	0
1.2	Difference entre les structures des ingnes classiques anciennes et nouvelles	0
1.3	Elements constitutifs d'une voie ferree ballastee	/
1.4	Distribution granulometrique du ballast	8
1.5	Differents types de plateformes des terrassements	9
1.6	Geometrie d'un wagon de reférence	11
1.7	Effet du chargement de la roue sur les traverses	12
1.8	Pourcentages moyens de la charge de la roue	13
1.9	Diffusion contrainte selon la méthode de Boussinesq	14
1.10	Chargement uniformément repartie en surface suivant la méthode de Boussinesq	15
1.11	Objectif de densification d'une couche de sol	16
1.12	Mécanisme de rupture progressive par cisaillement	18
1.13	Poche de ballast	19
1.14	Mécanisme de remontée de fines	19
1.15	Influence de la distribution non-homogène de l'humidité	19
1.16	Voiture Mauzin	21
1.17	Exemple de diagramme RSMV et schéma de principe	22
1.18	Géoradar	22
1.19	Représentation galvanométrique géoradar	23
1.20	PANDA® : principe, illustration d'exécution et pénétrogramme	24
1.21	Géoendoscope : principe et exemple d'images	24
1.22	Illustration du principe du bourrage	25
1.23	Renforcement des sols de plateforme par colonnes (colonnes ballastées, soil-mixing, inclusion rigide	26
1.24	Illustration des processus de formation du sol	29
1.25	Catégorisation des sols résiduels	29
1.26	Répartition des sols résiduels tropicaux dans le monde	30
1.27	Infuence de l'éliminitaion des sesquioxydes et du remaniement	34
1.28	Courbe de compressibilité d'un sol résiduel	35
1 29	Influence du séchage sur les caractéristiques de compactage	35
1.30	Ftat hydriques d'un sol	36
1 31	Perméabilité relative de l'air et de l'eau	37
1.31	Profil type des pressions d'equ	37
1.32	Phénomène de capillarité dans un tube	38
1.33	Courbes de rétention d'equ	10
1.34	Influence des paramètres sur les courbes de rétention d'eau	40
1.55	Influence des parametres sur les courbes de retention d'eau	41
1.30	Effet de la densité exclos sur les seurles de rétention d'aux des sels encoursifs	43
1.3/	Effet de la densité seché sur les courbes de retenuion d'édu des sois expansits	44
1.38	Effet de l'instoire des contraintes et de la densité seche sur les courbes de retention d'eau	44
1.39	Chemin de la contrainte effective et de la contrainte totale dans le cas des essais drainés et non	15
1.40	draines	46
1.40	Comportement des sols sous différentes conditions d'essai	47
1.41		48
1.42	Influence de la vitesse de déformation axiale sur la résistance au cisaillement et sur le module sécant	48

	1.43	Influence de la vitesse de déformation axiale sur la résistance au cisaillement et sur le chemin de	
		la contrainte effective moyenne	9
	1.44	Ligne d'état d'équilibre	0
	1.45	Comportement élasto-plastique des sols sous chargement cyclique	1
	1.46	Variation de la contrainte effective en fonction du déviateur pour l'essai de compression cyclique non drainé	2
	1.47	Dégradation du module de cisaillement cyclique et définition des seuils plastique et élastique 5	3
	1.48	Effet de la fréquence de charge sur les déformations au cisaillement et la surpression d'eau 5	4
	1.49	Variation de la déformation totale avec le nombre de cycles d'application de la charge pour différentes fréquences de sollicitation	1
	1 50	Effet de la fréquence de charge sur les déformations au cisaillement et la surpression d'eau 5	+ 5
	1.50	Différents types de sollicitations cycliques	5 5
	1.51	Variation du module de cisaillement en fonction des déformations au cisaillement	6
	1.52	Variation du module de cisamentent en fonction des déformations au cisaillement	6
	1.54	Détermination de l'amortissement dans l'essai triaxial cyclique	7
	1.55	Variation de la surpression d'eau durant le chargement cyclique	, 7
	1.56	Variation de la succion matricielle avec le chargement cyclique	0
1	2.1	Types de trains circulant sur le Transgabonais	4
1	2.2	Armement de la ligne du Transgabonais	5
1	2.3	Structure ferroviaire du Transgabonais selon les critères de conception initiaux 6	5
1	2.4	Structure ferroviaire théorique actuelle contre celle projetée	5
1	2.5	Configuration d'un train minier circulant sur la ligne du Transgabonais	6
1	2.6	Configuration d'un wagon minier COMILOG 6	6
1	2.7	Diffusion des contraintes verticales, à partir de la base de la traverse lorsque la charge maximale à	
	_	la base du rail est de 50 % et de 39 % : cas du Transgabonais $\ldots \ldots $	7
4	2.8	Localisation des zones instables	9
-	2.9	Mesure globale des défauts de géométrie effectué à l'aide de la voiture $EMH80$ de la SETRAG . 7	0
-	2.10	Voiture EMH80	0
-	2.11	Déraillement d'un train minier proche de Ndjolé	1
-	2.12		2
1	2.13	Localisation des zones instables etudiees	3 ⊿
1	2.14	Variation de la pluviamátria et de la termináreture à Libravilla, situá à la rágion de l'Estuaire	+ ~
1	2.13	Variation de la pluvionneurie et de la temperature à Librevine, situe à la region de l'Estuaire 7.	י 5
1	2.10	Description de la zone 11	, 6
1	2.17	Description du puits de prélèvement	6
1	2.10	Prélèvement des échantillons de sol sur les zones étudiées 7	7
	2.12	Profil de la teneur en eau naturelle	, 8
1	2.21	Effet de la température de séchage sur la teneur en eau 7	9
-	2.22	Contraintes statiques dans le sol de plateforme	0
-	2.23	Pénétromètre léger PANDA® dans sa malle	2
1	2.24	Différentes parties d'un pénétrogramme	3
1	2.25	Illustration de la non-équipartition des valeurs de q_d	3
1	2.26	Essai géoendoscopique	3
1	2.27	Répartition des sondages sur la zone 7	4
1	2.28	Cumul des pénétrogrammes sur la zone 7	6
1	2.29	Cumul des pénétrogrammes sur la zone 11	6
1	2.30	Analyse stratigraphique obtenue à partir des pénétrogrammes et des images endoscopiques 8	7
1	2.31	Différentes parties de la couche d'argile constituant le sol support du Transgabonais dans les zones étudiées	7
	2.32	Images géoendoscopiques sur le sondage A3 de la zone 7.	, 7
1	2.33	Images géoendoscopiques sur le sondage I4 de la zone 7.	, 8
-	2.34	Images géoendoscopiques sur le sondage J1 de la zone 11.	8
-	2.35	Images géoendoscopiques sur le sondage H3 de la zone 11.	8
-	2.36	Variabilité latérale de la résistance sur les sondages de la file A au début de la zone 7	9
	2.37	Variabilité latérale de la résistance sur les sondages de la file J à $151 m$ du début de la zone $11 \dots 9$	0
1	2.38	Couplage PANDA®/géoendoscope pour le sondage A3 de la zone 7	0

2.40	Variation de q_d dans les différentes couches de structure	91
	structure	91
2.41	Variation des épaisseurs de couche sur les deux zones	92
2.42	Variation de la résistance dynamique de pointe moyenne pour chaque zone	92
2.43	Critère de sélection des franges saturées	93
2.44	Ajustement par une loi log-normale de la distribution des valeurs de q_d pour les différentes franges de la zone 7	94
2.45	Ajustement par une loi log-normale de la distribution des valeurs de q_d pour les différentes franges de la zone 11	94
2.46	Comparaison entre la plateforme ferroviaire des lignes claissiques ancienne en France et celle du	
	Transgabonais	95
3.1 3.2	Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur les zones d'étude	98 99
3.3	Courbes Proctor des échantillons de sol prélevés sur les deux zones zone 7 (Z7) et zone 11 (Z11).	100
3.4	Clichés MFB	103
3.5	Diffractogrammes sur poudre (zone 7 et 11)	105
3.6	Diffractogrammes sur argile (zone 7 et 11)	105
3.7	Description du principe de la méthode C (ASTM 2008)	107
3.8	Description du phénomène de gonflement	107
3.0	Banc d'essai-oedomètres à chargement frontale	107
3.10	Variation du potentiel de gonflement avec le temps (échelle linéaire)	107
3 11	Variation du potentiel de gonflement avec le temps (échelle linéaire)	109
3.12	Détermination de la pression de gonflement	110
3.12	Escai de compressibilité à saturation-courbes de compressibilité	112
3.14	Essai de compressionne à saturation-courbes de compressionne $\dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots$ Illustration de l'état de contrainte avant et anrès déblai avec un talus de 2 5m de hauteur : cas de	112
5.14	indistration de l'état de contrainte avant et après debrai avec un tatus de 2, $5m$ de nadieur : cas de la zone 7	112
3 15	Escai UCS Dringing et réalisation	115
3.15	Essar $OCS = 1$ interpe et realisation (a_1) an fonction de la déformation aviale (zone 7)	117
		/
3.17	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation aviale (zone 1)	11/
3.17 3.18	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11) Variation de la résistance à la compression pon consolidée avec le degré de saturation (cas de la	117
3.17 3.18	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11) Variation de la résistance à la compression non consolidée avec le degré de saturation (cas de la zone 11)	117 118
3.17 3.18 3.19	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation aviate (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11) Variation de la résistance à la compression non consolidée avec le degré de saturation (cas de la zone 11)	117 118 118
3.173.183.19	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) : Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11)	117 118 118 118
3.17 3.18 3.19 3.20	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiate (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11)	117 118 118 119 120
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1)	117 118 118 119 120
 3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 11)	117 118 118 119 120
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 11)	117 118 118 119 120 121 122
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 11)	117 118 118 119 120 121 122 123
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 11)	117 118 118 119 120 121 122 123 123
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 11)	117 118 118 119 120 121 122 123 123 124
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) Evolution de la résistance à la compression non consolidée avec le degré de saturation (cas de la zone 11)	117 118 118 119 120 121 122 123 123 124 125
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) Evolution de la résistance à la compression non consolidée avec le degré de saturation (cas de la zone 11)	117 118 119 120 121 122 123 123 123 124 125 126
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (zone 1) Evolution de la résistance à la compression non consolidée avec le degré de saturation (cas de la zone 11)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 126
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation availe (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation availe (zone 11)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 126 127
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1) Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 127 127
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 127 127 129
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32 3.33	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 127 127 129 129 130
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32 3.33 3.34	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (2010-17) : Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaité (2010-17) :	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 126 127 127 129 129 130 131
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32 3.33 3.34 3.35	Evolution de la resistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 126 127 129 129 130 131 132
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32 3.33 3.34 3.35 4 1	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation avaite (zone 1)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 126 127 129 129 130 131 132
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32 3.33 3.34 3.35 4.1 4.2	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 126 127 129 129 130 131 132
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32 3.33 3.34 3.35 4.1 4.2 4.2	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 1)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 127 129 129 130 131 132 134 135 136
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32 3.33 3.34 3.35 4.1 4.2 4.3 4.4	Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11) . Evolution de la résistance à la compression non consolidée avec le degré de saturation (cas de la zone 11)	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 127 129 129 130 131 132 134 135 136
3.17 3.18 3.19 3.20 3.21 3.22 3.23 3.24 3.25 3.26 3.27 3.28 3.29 3.30 3.31 3.32 3.34 3.35 4.1 4.2 4.3 4.4	$ \begin{array}{llllllllllllllllllllllllllllllllllll$	117 118 119 120 121 122 123 123 124 125 126 126 126 127 129 129 130 131 132 134 135 136 137

4.6	Courbes de calibration pour les états hydriques (moyen, humide et très humide) pour le matériau	
	prélevé sur la zone 7	138
4.7	Courbes de calibration pour les états hydriques (moyen, humide et très humide) pour le matériau	
	prélevé sur la zone 11	138
4.8	Vérification de la similarité des courbes obtenues	140
4.9	Courbes de calibration pour les argiles zone 7 et zone 11	143
4.10	Variation du paramètre B_{S_n} avec le degré de saturation pour les argiles zone 7 et zone 11	144
4.11	Comparaison entre les poids volumiques secs mesurés et les poids volumiques secs estimés à partir	
	de l'équation 4.6 de Morvan and Breul (2016)	145
4.12	Courbe de consolidation triaxiale (AFNOR, 1994)	148
4.13	Préparation par consolidation	150
4.14	Illustration de la procédure des essais triaxiaux monotones	151
4.15	Schéma du dispositif pour les essais triaxiaux	152
4.16	Dispositif pour les essais triaxiaux	153
4.17	Résultats des essais triaxiaux monotones saturés	155
4.18	Rupture en tonneau (essai triaxiaux monotones saturés)	156
4.19	Variation des caractéristiques du sol lors du séchage (cas des éprouvettes No36 et 37	157
4 20	Résultats de l'essai à chargement monotone réalisé sur l'éprouvette non saturée placé au degré de	107
	saturation initial de 80 %	158
4 21	Résultats des essais triaxiaux monotones quasi-saturés	159
4 22	Effet de l'indice des vides sur la résistance du sol en étant de quasi-saturation	160
4 23	Rupture par cisaillement des éprouvettes quasi-saturées et des indices des vides inférieurs à 0.9	161
4 24	Objetcifs des essais triaxiaux monotones	162
4 25	Illustration de la procédure des essais triaviaux evolucies	163
4.26	Résultats des essais de cisaillement monotone réalisés avec la procédure normale et modifiée	164
4.20	Détails du signal à appliquer pour les essais triaxiaux evolutions	167
4.27	Signal réal de type sinusoïdale appliqué par le dispositif GDS	168
4.20	Variation du déviateur de contrainte et de la déformation totale durant la phase d'ajustement de	100
4.29	Variation du deviateur de contrainte et de la deformation totale durant la phase d'ajustement de	160
1 20	Évolution du dévicteur et de la pression d'acu en début d'assei et durant les phases de renos pour	109
4.50	Evolution du deviateur et de la pression d'eau en debut d'essai et durant les phases de repos pour	170
1 21	Pécultots de l'accesi guagi seturé (accesi ECNS16.00)	170
4.51	Évolution de le dépression d'acu durant l'assei quesi saturé nour les deux promiers poliers (assei	1/1
4.32	Evolution de la depression d'eau durant l'essai quasi-salure pour les deux prenners paners (essai	170
1 22	ECNSIO-90)	172
4.55	Résultats de la phase d'ajustement de l'essai sature (essai ECS10-100)	175
4.54	Kesultais de l'essai cyclique sature (essai ECS10-100)	175
4.33	Evolution de la surpression d'éau durant l'essai sature pour les deux premiers paners (essai ECS10-	170
1.20	$100) \dots $	170
4.30	Theorie du « Snakedown » (Salour and Erlingsson, 2016) $\dots \dots \dots$	170
4.3/	Synthese de l'approche envisagee pour obtenir les parametres du modele	1/8
4.38	Comparation entre la deformation totale obtenue par le modele propose et celle obtenue experimental $E_{1}^{(0)}$	ement 180
4.39	Effet des parametres du modele $(S_r, \alpha_1 \text{ et } \beta_1)$ sur la deformation totale	181
4.40	Effet des parametres du modele $(m, a \text{ et } n)$ sur la deformation totale	182
4.41	Effet des paramètres du modèle (K et q_{max}) sur la déformation totale	182
4.42	Schéma du calcul du tassement et de la déflexion (Saussine, 2004)	183
4.43	Enfoncement au niveau de la plateforme et de la traverse pour les divers types de traverses (Pro-	
	fillidis, 1983)	184
4.44	Déflexion maximale de la voie (Lundgren et al., 1970)	184
4.45	Estimation de la déformation et du tassement du sol de plateforme à partir du modèle de prédiction	185
Λ 1	Correctóriationes adomátrianes des travarses hi his-	202
A.1	Language office and a selent (ADEMA 2006)	203
H.2	Longueur efficace selon (AKEIVIA, 2000)	204 204
A.3		204
D 1	Présentation de l'interface Userform associé au code VBA Excel	212
D .1		<u>~1</u> ~

Liste des tableaux

1.1	Classification UIC des voies ferrées	11
1.2	Détermination du facteur d'impact	11
1.3	Méthodes de détermination de la charge maximale de la roue à la base du rail	13
1.4	Objectifs de densification ou niveaux de qualité de compactage	16
1.5	Classification du sol support	17
1.6	Classification de la qualité de la plateforme	17
1.7	Différents types de solutions de remédiations	27
1.8	Classification des sols d'après Duchaufour (2012)	30
1.9	Différence phases d'évolution des sols résiduels tropicaux	31
1.10	Classification des sols pélitiques	32
1.11	Influence du remaniement sur la plasticité de quelques sols latéritiques	33
1.12	Influence du remaniement et de l'élimination des sesquioxydes sur les caractéristiques Proctor	
	normal d'un sol latéritique	35
1.13	Quelques modèles d'ajustement des courbes de rétention d'eau	42
1.14	Classification approximative des différents types de chargements répétés sur les sols	49
1.15	Quelques modèles de prédiction de déformation permanente	59
2.1	Caractéristiques des véhicules circulant sur la ligne Transgabonais	66
2.2	Valeur des fréquences de charge des différents véhicules	68
2.3	Présentation des deux zones d'étude	73
2.4	Profondeurs de prélèvement sur les deux zones	77
2.5	Caractéristiques du sol dans les puits de prélèvement de la zone 7	78
2.6	Caractéristiques du sol dans les puits de prélèvement de la zone 11	78
2.7	Détermination de la surcharge σ_0	81
2.8	Etat de contrainte dans le sol de plateforme de la zone 7	81
2.9	Désignation des sondages sur la zone 7	84
2.10	Espacement entre les files de la zone 7	84
2.11	Désignation des sondages sur la zone 11	85
2.12	Espacement entre les files de la zone 11	85
2.13	Analyse des valeurs de q_d pour les sondages A1 et A3 de la zone 7	88
2.14	Analyse des valeurs de q_d pour les sondages J1 et J3 de la zone 11	89
2.15	Analyse globales des valeurs de q_d	90
2.16	Analyse globales des valeurs de q_d : analyse pour tous le sondages confondus	93
3.1	Pourcentage de chaque fraction granulométrique pour les échantillons prélevés sur les deux zones	
	d'étude	98
3.2	Résultats des essais d'argilosité	99
3.3	Variation de la sensibilité des sols argileux au gonflement avec l'indice de plasticité ou la valeur de	
	bleu du sol	00
3.4	Caractéristiques Proctor des matériaux étudiés	00
3.5	Synthèse des essais d'identification GTR 92	01
3.6	Caractéristiques initiales (avant saturation) des éprouvettes oedométriques	.08
3.7	Classification des sols expansifs	.09
3.8	Synthèses des essais de gonflement	11
3.9	Paliers de chargement des essais de compressibilités	12
3.10	Etat de contrainte avant déblai	13

3.11	Synthèses des essais de compressibilité : paramètres initiaux (avant gonflement et chargement) et	
	paramètres mesurés	114
3.12	Synthèses des essais de compressibilité et de gonflement.	115
3.13	Caractéristiques visées pour la confection des éprouvettes.	116
3.14	Paramètres à déterminer pour l'essai UCS.	117
3.15	Résultats d'essais UCS (zone 7)	119
3.16	Résultats d'essais UCS (zone 11)	119
3.17	Résultats des essais de rétention de la zone 7-caractéristiques des échantillons	124
3.18	Résultats des essais de rétention de la zone 11-caractéristiques des échantillons	125
3 10	Bilan des essais de détermination des courbes de rétention d'eau	127
3.20	Paramètres pour le modèle d'ajustement de la relation entre la succion d'entrée d'air et l'indice des	127
5.20	vides	120
3 21	Caractáristiques initiales des áprouvattes de sol	120
2.21	Caractéristiques initiales et finales masurées durant l'assoi de séchage	121
3.22	Caracteristiques initiales et infales mesurees durant l'essai de sechage	151
<i>A</i> 1	Pannal das correctáristiques Droctor das matárique átudiás	125
4.1	Rapper des caracteristiques l'ioctor des materiaux étudies	120
4.2	Denergy des essais de calification	139
4.5	Parametres A et B pour les sois étudies.	140
4.4	Quelques modeles analytiques pour l'estimation de la resistance de pointe	141
4.5	Paramètres A et B de l'équation de Chaigneau (2001) pour les sols étudiés et pour quelques sols	
	de la base des données du laboratoire de Polytech Clermont-Ferrand	142
4.6	Caractéristiques géotechniques des sols utilisés pour l'analyse	143
4.7	Paramètres d'ajustement A' , B' , C' et coefficient R^2 correspondants pour l'équation 4.6 de Mor-	
	van and Breul (2016), pour les sols étudiés et pour d'autres sols	144
4.8	Comparaison entre les valeurs de γ_d mesurées in-situ et celle estimées avec le modèle $\gamma_d = f(q_d, w)$)146
4.9	Perméabilité à saturation du sol de plateforme	148
4.10	Rappel de l'état de contrainte in-situ	149
4.11	Succions initiales des éprouvettes séchées	150
4.12	Programme des essais triaxiaux monotones	151
4.13	Paramètres obtenus pour les essais triaxiaux monotones saturés	154
4.14	Caractéristiques de rupture pour les essais triaxiaux monotones saturés	155
4.15	Paramètres obtenus pour les essais triaxiaux monotones quasi-saturés	159
4.16	Programme des essais triaxiaux cycliques	163
4.17	Résultats des essais monotones saturés normal et modifié réalisés au confinement de $16 kPa$	163
4.18	Paramètres pris en compte dans le calcul du degré de consolidation	165
4.19	Calcul du temps de repos en laboratoire	166
4 20	Contraintes induites par la roue dans le sol de plateforme de la zone 7	166
4 21	Modèles de prédiction de déformations permanentes retenus pour établir notre étude	179
4 22	Paramètres du modèle pronosé	179
4 23	Caractéristiques de la plateforme pour l'estimation du tassement	185
1.25	Estimation du tassement de la voie	186
7.27		100
A.1	Calcul de la surface efficace	203
A 2	Formules pour le calcul de la pression de contact movenne.	205
Δ3	Calcul de la pression de contact movenne	205
11.5		205
B .1	Analyses des valeurs de q_d par sondages (zone 7)	207
B 2	Analyses des valeurs de q_a par sondages (zone 1)	207
0.2	$\frac{1}{1} \frac{1}{1} \frac{1}$	207
C .1	Caractéristiques initiales des éprouvettes pour la réalisation de l'essai UCS	208
D .1	Programme pour la réalisation des essais de calibration	209
D.2	Résultats des essais de calibration avec les paramètres caractéristiques A et B de la relation de	
	Chaigneau (2001) (de la forme $\gamma_d = f(q_d)$)	210

Liste des symboles

Δu_w	Surpression interstitielle (kPa)
γ	Poids volumique (kN/m^3)
$\gamma_{d_{OPM}}$	Poids volumique sec à l'optimum Proctor modifié (kN/m^3)
$\gamma_{d_{OPN}}$	Poids volumique sec à l'optimum Proctor normal (kN/m^3)
γ_d	Poids volumique sec (kN/m^3)
ν	Coefficient de Poisson
ϕ	Facteur d'impact
ho	Masse volumique (t/m^3)
$\sigma'_{p_{\acute{e}qui}}$	Pression de préconsolidation équivalente (kPa)
σ'_{v0}	Contrainte effective verticale initiale (kPa)
σ_{v0}	Contrainte totale verticale initiale (kPa)
au	Contrainte de cisaillement (kPa)
ε_a	Déformation axiale (%)
ε_e	Déformation élastique (%)
ε_p	Déformation permanente (%)
ε_t	Déformation totale (%)
arphi'	Angle de frottement effectif (°)
c_c	Coefficient de compressibilité
c_g	Coefficient de gonflement
c_u	Cohésion non drainée (kPa)
c_v	Coefficient de consolidation
D_{max}	Diamètre du plus gros granulat (mm)
E	Module d'élasticité ou module d'YOUNG (MPa)
e	Indice des vides
E_{oed}	Module oedométrique (MPa)
e_s	Indice des vides à la limite de retrait
E_{v2}	Module de chargement à la plaque (MPa)
f	Fréquence (Hz)
I_P	Indice de plasticité (%)
k	Coefficient de perméabilité (cm/s)
L	Longueur (m)
M_r	Module réversible (MPa)

p'	Contrainte effective moyenne (kPa)
P_a	Pression de contact moyenne entre la traverse et le ballast (kPa)
P_{centri}	Surcharges dues à l'augmentation de la charge de la roue sur le rail extérieur dans le virage du fait de la force centrifuge non compensée (kN)
P_{dyn}	Charge dynamique (kN)
$P_{quasi-stat}$	Charges quasi-statiques (kN)
P_{stat}	Charge statique (kN)
P_{tot}	Force verticale (kN)
P_{vent}	Surcharges dues aux vents latéraux s'exerçant sur les roues (kN)
q	Contrainte déviatorique (kPa)
q_{cyc}	Niveau de chargement cyclique (kPa)
q_{d_0}	Résistance dynamique de pointe en surface (MPa)
q_{d_1}	Résistance dynamique de pointe en profondeur (MPa)
q_{max}	Résistance statique du sol (kPa)
q_{roue}	Contrainte induite par la roue dans le sol de plateforme (kPa)
q_r	Charge à la base du rail (kN)
s ou ψ	Succion matricielle (kPa)
S_r	Degré de saturation (%)
u_a	Pression d'air (kPa)
u_c	Contre-pression (kPa)
u_w	Pression interstitielle (kPa)
V	Vitesse (km/h)
VBS	Valeur de bleu du sol
w	Teneur en eau (%)
W et d	Déflexion (mm)
W_L	Limite de liquidité (%)
w_{OPM}	Teneur en eau à l'optimum Proctor modifié (%)
w_{OPN}	Teneur en eau à l'optimum Proctor normal (%)
W_P	Limite de plasticité (%)
w_{s_L}	Limite de retrait (%)
z	Profondeur (m)

Introduction générale

Contexte général de l'étude

Au Gabon, le transport ferroviaire intervient comme le second mode de transport majeur sur lequel repose l'économie. La ligne du Transgabonais est la principale ligne ferroviaire du pays. Elle a été construite en deux tronçons inaugurés en 1983 et en 1986 initialement pour assurer l'acheminement du minerai manganèse du Sud-Est du pays vers le port minéralier d'Owendo situé au Nord-Ouest. Outre le transport du minerai manganèse, le chemin de fer Transgabonais est également utilisé pour le transport des biens et des personnes.

Le transport des marchandises comprend le transport des grumes et des bois sciés, qui sont en grande partie acheminés vers Libreville. Mais aussi le transport des conteneurs, notamment des hydrocarbures et des marchandises diverses, qui sont plutôt envoyés en approvisionnement à l'intérieur du pays. La voie ferrée offre également aux voyageurs une solution plus sûre compte tenu du mauvais état de la route nationale dans certaines régions de l'arrière pays. La voie ferrée contribue ainsi fortement au désenclavement mais aussi à l'essor socio-éconmique des régions de l'arrière pays. Sur la voie ferrée, le transport de minerai est prioritaire comme l'indique la figure 1 qui compare l'importance du trafic des différents types de trains sur la voie ferrée en 2011. Sur cette figure, on retrouve la part du trafic des trains miniers de la Compagnie Minière de l'Ogooué (COMILOG), principal exploitant du Manganèse dans le Haut-Ogooué et la part de la production de la Compagnie Industrielle et Commerciale des Mines de Huazhou (CICMHZ) qui a commencé a exploiter le minerai manganèse dans la province du Moyen-Ogooué en 2011. Le trafic actuel a peu changé.



FIGURE 1 – Trafic ferroviaire en 2011 (SNADT, 2013b)

Avec la nécessité de répondre à une demande croissante en matière de transport de minerai manganèse, l'infrastructure de la voie ferrée Transgabonais souffre du transport de trains lourds, avec des charges à l'essieu qui dépassent souvent la charge maximale de 25 tonnes qui est prévue pour cette catégorie de voie (SNADT, 2013b). Il en résulte une usure de la voie, surtout dans les courbes, mais également l'apparition des problèmes d'instabilité de la plateforme qui sont répertoriés sur des zones dites " zones instables " (ZI). Ces zones sont reparties sur les 150 premiers kilomètres de la ligne (entre Libreville et Ndjolé) (figure 2). Ces zones ont fait l'objet de plusieurs études et expertises (SETRAG (2013), SETRAG (2017)). Le sol de plateforme sur ces zones est généralement constitué d'altérite pélitique.



FIGURE 2 – Vue d'ensemble du tracé de la ligne ferroviaire du Transgabonais et localisation du linéaire de la voie où sont répertoriées les zones instables (encerclé en vert) (adapté de (SNADT, 2013b))

La présence des zones instables sur le premier tronçon de la voie ferrée induit des risques de dysfonctionnement et de déraillements importants (SETRAG (2013), SETRAG (2017)) et nécessite d'imposer des précautions d'utilisation de la voie (ralentissement des vitesses des trains) incompatibles avec les objectifs d'exploitation actuels (notamment augmentation du trafic et de la vitesse).

La problématique des zones instables constitue donc un enjeu socio-économique majeur en vue d'assurer d'une part le développement du pays et d'autre part la mobilité des personnes et le désenclavement des régions traversées par la ligne ferroviaire. Un certain nombre de facteurs sont de nature à amplifier et à aggraver le comportement des zones instables :

- La nature du sol de plateforme dont le comportement est complexe et mal renseigné;
- L'influence des conditions environnementales sévères (forte pluviométrie, avec alternance des saisons sèches et humides, présence des cours d'eau) qui sont souvent défavorables en raison des défauts de drainage (no-tamment pour les ouvrages en déblai et en profil rasant);
- Le dépassement de la charge à l'essieu admise de 25 t (qui est la charge limite pour laquelle la voie a été dimensionnée).

Objectifs de l'étude

Dans ce contexte, les problématiques industrielles de cette étude sont de :

- Développer une méthodologie de diagnostic de la voie qui soit à la fois simple, efficace et pratique pour permettre d'identifier, de caractériser et de prioriser les zones instables;
- Proposer des solutions de confortations et/ou de réparation de ces zones en vue d'améliorer le service rendu et d'augmenter les charges à l'essieu et la fréquence (ou la vitesse) des trains.

La réponse à ces problématiques industrielles implique aussi de répondre à plusieurs problématiques scientifiques, qui sont les suivantes :

- Caractériser le comportement des sols fins non saturés de la plateforme ferroviaire, soumis à une sollicitation cyclique;
- Relier le comportement de ces matériaux aux mesures in situ à l'aide des outils utilisés dans la méthodologie de diagnostic afin d'identifier leurs caractéristiques mécaniques en place.

Pour atteindre les objectifs fixés, nous nous proposons de suivre une démarche qui associe une étude en laboratoire et une étude in-situ.

L'étude en laboratoire a pour objectif de :

- Caractériser le sol de plateforme du Transgabonais : identification des paramètres géotechniques de base – minéralogie, granulométrie, sédimentométrie, VBS, limites d'Atterberg, essais de compressibilité et de gonflement;
- Etudier le comportement non saturé de ces sols : détermination des courbes de rétention d'eau du sol pour différents états de densités, détermination des relations densités/teneur en eau/résistance de pointe pénétrométrique;
- Etudier le comportement cyclique de ces matériaux : essais triaxiaux de compression cyclique en conditions non drainées.

L'étude in-situ a pour but de :

- Caractériser la sollicitation apportée par le Transgabonais;
- Identifier les caractéristiques en place de ces matériaux ;
- Identifier la variabilité des propriétés in-situ.

Ces mesures seront intégrées dans un modèle analytique de prédiction des déformations développé à l'étape précédente pour estimer le niveau de déformation permanente du sol et pour hiérarchiser les différents tronçons de voie auscultés.

Structuration du manuscrit

Ce manuscrit se structure autour de trois chapitres :

- Chapitre 1 : Ce chapitre présente une synthèse bibliographique qui abordera tout d'abord le contexte de l'infrastructure ferroviaire, notamment ses caractéristiques et les sollicitations qui lui sont appliquées. Par la suite un état de l'art sera effectué sur les caractéristiques des sols tropicaux résiduels et leur comportement mécanique sous sollicitation cyclique.
- Chapitre 2 : Dans ce chapitre, nous ferons tout d'abord une présentations du cas d'étude. Ensuite, nous présenterons les résultats d'essais de caractérisation in-situ du sol étudié. Puis nous finirons par l'étude la variabilité des caractéristiques mécaniques du sol de plateforme.
- Chapitre 3 : Cette partie présente les résultats des essais en laboratoire : les essais d'identification GTR, l'analyse minéralogique et notamment les essais triaxiaux et les essais de calibration qui sont utiles à la détermination du modèle de prédiction des déformations permanentes.

Chapitre 1

Etat de l'art

A côté du transport routier, qui constitue le principal moyen de transport dans la plupart des pays, le transport ferroviaire offre une solution alternative pour le transport en masse, notamment pour les charges lourdes. Dans ce chapitre, nous faisons un état de l'art synthétique sur l'infrastructure et la géotechnique ferroviaire. Nous nous focaliserons également sur le comportement mécanique du sol fin de plateforme qui est souvent constitué de matériaux problématiques. En complément des généralités, un éclairage particulier sera porté sur un aspect spécifique à ce travail; à savoir le comportement des sols résiduels tropicaux.

1.1 Éléments de conception des ouvrages linéaires ferroviaires

Parmi les différents types de voies ferrées, les voies ferrées ballastées restent les plus répandues, à côté des voies ferrées béton.

La voie ferrée ballastée traditionnelle est composée de rails montés sur des traverses, ces dernières étant posées sur la couche de ballast. Elle constitue un système multi-couche comprenant des éléments, de propriétés élastiques variables, qui sont assemblés de façon à transmettre à la plateforme les charges du trafic amorties à un niveau acceptable. C'est un système relativement rapide à poser et que l'on peut entretenir facilement grâce à des équipements spécialisés. Cependant, les voies ferrées ballastées sont les plus affectées par les problèmes de défauts de géométrie et nécessitent des opérations de maintance et d'entretien fréquentes. Ce type de voie ferrée a une durée de vie courte, estimée à environ 15 ans-20 ans (GROUP, 2017). Néanmoins, les propriétés de la couche de ballast, la facilité d'entretien et de maintenance et le faible coût de construction rendent ce type de voie encore très avantageuse.

La voie ferrée ballastée comprend d'une part l'armement de la voie et d'autre part les différentes couches de structure. L'armement de la voie comprend les rails, les semelles, le système d'attaches et les traverses. L'armement de la voie est placé sur la structure d'assise qui repose sur la plateforme (ou plateforme des terrassements). La figure 1.1 est le schéma d'une voie ferrée ballastée adaptée de la terminologie SNCF (Société Nationale de Chemin de fer Français). On distingue la plateforme ferroviaire et la plateforme (ou plateforme des terrassements). La plateforme ferroviaire est la structure multi-couche sur laquelle repose le ballast, elle comprend toutes les couches située en-dessous de la couche de ballast.



FIGURE 1.1 – Structure d'une voie ferrée ballastée (adapté de (Meier-hirmer, 2009))

En France, la terminologie SNCF dépend plus précicément du type de ligne : ligne classique ancienne, ligne classique nouvelle ou ligne à grande vitesse (LGV). La structure des LGV est similaire à celle des lignes classiques nouvelles mais avec des valeurs de portances élevées (Calon, 2016). Les lignes classiques anciennes comprennent une couche de ballast qui repose le plus souvent sur une couche intermédiaire puis sur le sol support. Tandis que les lignes classiques nouvelles et les LGV comprennent une couche de ballast qui repose sur une sous-couche puis sur la plateforme. Il faut dire que la structure des lignes classiques nouvelles a été pensée pour palier aux limitations des lignes classiques anciennes. Sur ces dernières, la couche de ballast avait été directement posée sur le sol support, ce qui a conduit avec les conditions d'exploitation et les variations climatiques, à la formation d'une couche intermédiaire qui résulte du mixage entre le sol support et la couche de ballast. La figure 1.2 montre la différence entre les lignes classiques en France.



FIGURE 1.2 – Différence entre les structures des lignes classiques anciennes et nouvelles en France (Calon, 2016)

1.1.1 Éléments constitutifs d'une voie ferrée ballastée

Les rails

Les rails sont les constituants de la voie directement en contact avec les roues des véhicules ferroviaires. Leur rôle essentiel est de guider les véhicules en mouvement en assurant une surface de roulement lisse, de reprendre les efforts de freinage et d'accélération et de transférer les charges verticales induites par la roue vers les traverses. L'écartement normal des rails selon le référentiel UIC (Union Internationale des Chemins de fer) est de 1,435 m. Le rail est souvent incliné à une pente de 1/20 pour faciliter le roulement. L'UIC recommande l'utilisation de long rail soudés (LRS), de profil 60 E1, pour les voies de charge ultime 25 t à l'essieu (UIC, 2005).

Le système d'attache du rail

Le rôle des attaches est de maintenir les rails en place sur les traverses et de résister aux mouvements verticaux, latéraux et longitudinaux et aux moments de renversement de la voie (Steffens, 2005). Ils forment avec la semelle, les deux principaux composants du système de fixation du rail. Il existe différents types d'attaches qui dépendent du type de traverses.

Les traverses

Les traverses peuvent être assimilées à des poutres transversales, posées directement sur le ballast et suivant l'axe perpendiculaire à l'axe de la voie. Il existe plusieurs types de traverses : en bois, en béton armé et en matériaux composites. Les traverses en bois ont été les plus utilisées du fait de leur bonne flexibilité, de leur bonne isolation, de leur bonne propriété d'amortissement mais avec leur coût d'entretien élevé (risque d'incendie, attaque de ravageurs) et dans le souci de préservation des ressources forestières, elles sont progressivement remplacées par les traverses en béton. Les essences de bois généralement utilisées pour la fabrication des traverses en bois sont le chêne et l'azobé (Alias, 1984). Le rôle des traverses est essentiellement de transmettre les charges dynamiques du rail au ballast, de maintenir l'écartement et l'inclinaison du rail.

Il existe deux types de traverses en béton, les traverses en béton monobloc et les traverse en béton bi-bloc; ces dernières étant formées de deux blochets reliés par une entretoise métallique. Les traverses monobloc sont les plus utilisées pour les lignes nouvelles et les renouvellements importants (STRADAL). Elles sont utilisées en France depuis les années 70 pour remplacer les traverses bi-bloc, utilisées depuis les années 50. Les traverses en béton armé sont surtout utilisées pour leur durée de vie plus longue que les traverses en bois (jusqu'à 50 ans contre 15 ans pour les traverses en bois), leur entretien réduit et leur grande stabilité. La figure 1.3 présente les principaux éléments constitutifs de l'armement de la voie.



FIGURE 1.3 – Eléments constitutifs d'une voie ferrée ballastée

Le ballast

Le ballast est une couche de matériaux granulaires concassés, uniformément gradués et de forme angulaire provenant du concassage des roches massives magmatiques (granite, diorite, rhyolite, basalte, etc) (Dupont et al., 2007). Il est de classe granulométrique $25/50 \ mm$. La figure 1.4 présente la distribution granulométrique des grains de ballast (Quezada, 2012). Le ballast est le composant le plus important de la voie ferrée ballastée car sa stabilité est directement liée à celle de la voie, c'est un élément qui est exposé aussi bien aux charges du trafic qu'aux conditions climatiques. La couche de ballast reçoit directement les charges transmises par les traverses. Du fait de ses propriétés mécaniques adaptées, elle joue un rôle important, entre autre elle contribue à :

- Assurer la stabilité longitudinale et transversale de la voie ferrée;
- L'évacuation des eaux de ruissellent par le drainage grâce à sa granulométrie;
- Assurer la répartition uniforme des charges sur la plateforme ;
- Assurer l'amortissement des vibrations importantes.

En outre, le ballast facilite les opérations de nivellement et du tracé de la voie par bourrage et dressage. Le ballast doit avoir une bonne dureté, être propre et non enclin à la cimentation. L'épaisseur de la couche de ballast doit être d'au moins 30 *cm* sous le rail le plus bas (UIC, 2005). Les caractéristiques des granulats utilisés dans la construction des voies ferrées sont données dans la norme AFNOR (2003).



FIGURE 1.4 – Distribution granulométrique du ballast (Quezada, 2012)

La sous-couche

Cette couche existe dans le cas des lignes classiques nouvelles et des LGV. Elle comprend la couche sousballast, la couche de fondation et dans certains cas, une couche anti-contaminante.

La couche sous-ballast est constituée de graves propres, de classe granulométrique 0/31,5 mm. C'est une couche compactée à 100 % de l'optimum proctor normal (OPN). Elle est placée en-dessous de la couche de ballast pour réduire les contraintes induites à la plateforme et surtout sert de couche filtrante pour éviter la pénétration des particules fines de la plateforme dans le ballast. Elle protège également la plateforme de l'infiltration de l'eau de pluie.

La couche de fondation est constituée de graves compactées à 100 % ou à 95 % de l'OPN. C'est une couche d'épaisseur minimale 15 cm qui a pour rôle d'assurer la répartition homogène des contraintes sur la plateforme. Elle protège la plateforme contre l'action des engins durant les travaux de construction de la voie. Cette couche est facultative; elle n'est nécessaire que si le sol de la plateforme est constitué de matériaux de mauvaise qualité (Alias, 1984).

La couche anti-contaminate (aussi appelée couche au cas par cas ou couche de transition) est généralement constituée de sable, elle sert à protéger les couches sus-jacentes contre la remontée des fines de la plateforme. Cette couche peut être complétée par un tapis géo-membrane (Quezada, 2012). C'est une couche facultative.

Cet ensemble multi-couches confère donc à la sous-couche de bonnes propriétés qui permettent :

- L'amélioration des propriétés vibratoires de la voie;
- La protection de la partie supérieure de la plateforme contre l'érosion induite par le poinçonnement de la couche de ballast;
- La protection du ballast de l'infiltration des particules fines du sol de plateforme;
- La protection de la plateforme des eaux d'infiltration provenant du ballast;
- La transition entre le ballast et la plateforme;
- L'amélioration de la portance du sol;
- La répartition homogène des charges transmises à la plateforme.

La plateforme

Dans le cas des lignes classiques nouvelles, la plateforme comprend deux parties, la couche de forme et le sol support. La couche de forme est la partie supérieure, compactée, de la plateforme. Elle sert de support aux structures d'assise. Elle peut être constituée d'un matériau de même nature ou de meilleure qualité que le sol support. La couche de forme repose sur le sol support, dont le premier mètre est considéré comme la partie supérieure des terrassements (PST). Dans le cas où le matériau constitutif de la plateforme est le même que celui du sol support, on parle de plateforme normale (qui a une épaisseur minimlae de 0, 30 m). Dans le cas contraire, on parle de plateforme rapportée. Le cas des plateformes normales concerne généralement les ouvrages en déblai et celui des plateformes rapportées concerne surtout les ouvrages en remblai (Alias (1984), Quezada (2012)). Dans le cas des lignes classiques anciennes, la plateforme concerne le sol support situé directement en-dessous de la couche intermédiaire. Une illustration des différents types de plateforme est donnée figure 1.5.

La plateforme reçoit les charges dynamiques amorties, transférées par les couches sus-jacentes, et les distribue en profondeur. Elle doit donc avoir une bonne capacité portante pour limiter la déformation de la voie. C'est pourquoi elle doit être bien dimensionnée (avec des couches d'épaisseur et de qualité requises) et doit être équipée de systèmes de drainage (à ciel ouvert et en profondeur) pour la protéger de l'eau (météorique et souterraine).



(b) Couche de forme rapportée

FIGURE 1.5 – Différents types de plateformes des terrassements (Elaskar, 2006)

1.1.2 Sollicitations ferroviaires

Sollicitations latérales et longitudinales

La voie ferrée est soumise aux forces de direction verticale, latérale et longitudinale qui agissent directement sur les rails. Ces forces sont dues à la masse des véhicules, à l'effet dynamique produit par leur mouvement sur la voie (en alignement droit, dans les virages et au niveau des appareils de changement de voie) et aux variations de température. Les forces latérales et verticales sont celles qui ont le plus d'influence sur la tenue de la voie par rapport aux forces longitudinales (Quezada, 2012).

Les forces latérales s'exercent particulièrement dans les virages en raison de l'existence de la force centrifuge, elles s'exercent dans une direction parallèle à l'axe principale des traverses. Elles sont nulles ou faibles en alignement droit. On distingue les forces latérales dues à la circulation des véhicules ferroviaires et exceptionnellement celles dues au flambement des rails (forces de compression). Les forces longitudinales quant à elles, sont dues aux effets de freinage et d'accélération, par dilation ou contraction thermique des rails; elles s'exercent dans la direction parallèle à l'axe des rails.

Sollicitation verticale

Si les forces latérales et longitudinales influencent plutôt la superstructure, les forces verticales sont les principales sources de sollicitations agissantes au niveau des couches d'assises et de la plateforme. Selon Esveld (2015), la force verticale (P_{tot}) qui s'exerce durant la circulation du train résulte de la combinaison des charges quasistatiques $(P_{quasi-stat})$ et de la charge dynamique (P_{dyn}) (équation 1.1). Les charges quasi-statiques comprennent la charge statique (P_{stat}) qui est la charge nominale de la roue, les charges dues aux vents latéraux s'exerçant sur les roues (P_{vent}) et les surcharges dues à l'augmentation de la charge de la roue sur le rail extérieur dans le virage du fait de la force centrifuge non compensée (P_{centri}) (équation 1.2).

$$P_{tot} = P_{quasi-stat} + P_{dyn} \tag{1.1}$$

Avec

$$P_{quasi-stat} = P_{stat} + P_{centri} + P_{vent} \tag{1.2}$$

La charge dynamique (P_{dyn}) est une partie aléatoire de la force verticale (P_{tot}) . Elle résulte du mouvement du véhicule ferroviaire et des différents facteurs associés tels que les irrégularités au niveau du contact roue/rail, la vitesse du train, le diamètre de la roue (roue usée ou roue neuve), la charge statique, les caractéristiques de la voie, les conditions d'opération et les conditions environnementales.

Dans la pratique, les effets des charges quasi-statiques $P_{quasi-stat}$ ne sont pas pris en compte. Ce qui fait que P_{tot} se ramène à P_{dyn} . Doyle (1980) propose de déterminer P_{dyn} suivant une méthode générale qui consiste à exprimer empiriquement P_{dyn} en fonction de P_{stat} telle que donnée par l'équation 1.3.

$$P_{dyn} = \phi \times P_{stat} \tag{1.3}$$

Où ϕ est le facteur d'impact ($\phi > 1$).

Les voies ferrées sont classées en fonction des charges statiques des véhicules de référence (wagons, voitures ou locomotives), suivant des catégories UIC (Alias (1984), SNCF (2019), Esveld (2015)). La masse du véhicule de référence est prise en compte lors de la conception et du dimensionnement de la voie; elle représente la masse maximale du véhicule (masse à charge dans le cas d'un wagon) qui sera autorisée sur la voie. Les catégories de voies UIC dépendent de la charge à l'essieu des véhicules de référence. Selon la norme AFNOR (2015), les différentes catégories varient de A à E. Elles sont décomposées en sous-catégories, d'indice 1 à 6, qui représentent le type de chargement linéaire appliqué sur la voie. Le chargement linéaire est déterminé pour des véhicules de référence, avec des caractéristiques géométriques spécifiques et pour un type de chargement. Il est égale au rapport entre la masse totale du véhicule de référence (M) divisée par sa longueur hors-tampon (L), qui représente la longueur chargée du véhicule. La figure 1.6 présente une illustration du chargement et des caractéristiques géométriques d'un wagon de référence de 100 t, avec une longueur hors-tampon de 12, 5 m. Le tableau 1.1 donne les différentes catégories de voie suivant la norme UIC et le référentiel AFNOR (2015).



FIGURE 1.6 – Géométrie d'un wagon de référence pour une voie de catégorie UIC E4 pour un chargement linéaire maximal autorisé de 8,0 t/m

	Masse linéaire maximale	Masse n	Masse maximale par essieu					
Categorie		A	В	C	D	E	F	G
		16 t	18 t	20 t	22,5 t	25 t	27, 5 t	30 t
1	5,0 t/m	A	<i>B</i> 1					
2	6,4 t/m		B2	C2	D2			
3	7,2 t/m			C3	D3			
4	8,0 t/m			C4	D4	E4		
5	8, 8 t/m					E5		
6	10,0 t/m							

TABLE 1.1 - Classification UIC des voies ferrées (SNCF, 2019)

Influence de la charge dynamique

Comme montré précédemment, la charge dynamique P_{dyn} est calculée en fonction de la charge statique P_{stat} et du facteur d'impact ϕ . Il existe plusieurs propositions de calcul de ϕ présentées dans la littérature (Doyle (1980), Sadeghi (2012)). Les différentes propositions sont fonction de la vitesse du véhicule ferroviaire. L'un des modèles les plus connus est celui proposé par l'American Railway Engineering Association (AREA) (Trinh, 2011). L'office de la recherche et des expérimentations de l'Union Internationale des Chemins de fer (ORE/UIC) propose également un modèle qui est validé en France et en Allemagne (Zhang et al., 2016) (tableau 1.2).

Auteurs	Formules	
AREA (1996)	$\phi = 1 + 5,21\frac{V}{D} $ (1.4)	
UIC (Type F, traverses en béton précontraint), pays européens (UIC, 1969), espacement des traverses 760 mm (Doyle, 1980)	$\phi = 1 + \alpha' + \beta' + \gamma' (1.5)$	
V est la vitesse du véhicule (km/h) , D est le diamètre de la roue (mm) et k est un facteur lié à la géométrie et aux conditions de maintenance et d'exploitation de la voie		

 TABLE 1.2 – Détermination du facteur d'impact (Doyle, 1980)

Dans la relation proposée par l'UIC, le coefficient α' dépend des irrégularités de la voie, de la suspension du véhicule et de sa vitesse. Pour le cas le plus défavorable, α' peut être estimé par la relation empirique donnée par l'équation 1.6.

$$\alpha' = 1 + 0.04 \left(\frac{V}{100}\right)^3 \tag{1.6}$$

Où V est la vitesse du train (km/h).

Le coefficient β' résulte de la translation de la charge de la roue dans les virages. La SNCF en propose la formulation donnée par l'équation 1.7. β' est négligeable en alignement droit.

$$\beta' = \frac{2.d.h}{q^2} \tag{1.7}$$

Où d est l'insuffisance du devers (m), h est la hauteur du centre de gravité du véhicule par rapport au sommet du rail (m) et g est l'écartement de la voie (m).

Le coefficient γ' dépend de plusieurs facteurs dont l'âge de la voie, le type de véhicule, la vitesse du véhicule, l'état de la voie et les conditions de maintenance des locomotives. L'expression donnée par l'équation 1.8 permet d'avoir une estimation de ce paramètre.

$$\gamma' = 0,10 + 0,017 \left(\frac{V}{100}\right)^3 \tag{1.8}$$

Où V est la vitesse du train (km/h).

La charge verticale induite par la roue durant le passage du train est reprise par les rails puis répartie sur les traverses sous-jacentes. Selon le profil de déflexion de la voie ferrée de Selig and Waters (1994), la charge verticale de la roue est distribuée sur cinq traverses causant la compression des trois traverses centrales et le soulèvement des deux traverses extrêmes (figure 1.7).



FIGURE 1.7 – Effet du chargement de la roue sur les traverses (Selig and Waters, 1994)

Profillidis (1983) a montré que quelle que soit la qualité du sol de plateforme, l'influence du type de traverse (bois ou béton) sur la transmission de la charge dynamique de la roue est négligeable. Il propose une estimation des pourcentages de la charge verticale repris par les différentes traverses sur la base d'un calcul par la méthode des éléments finis, pour un espacement des traverses de 0, 60 m. Les valeurs moyennes obtenus quel que soit le type de traverse (béton ou bois) sont données à la figure 1.8.



FIGURE 1.8 – Pourcentages moyens de la charge de la roue supportée par la traverse sous charge et par les traverses adjacentes (Profillidis, 1983)

La charge à la base du rail (q_r) est maximale sur la traverse sous charge. Le tableau 1.3 présente quelques modèles de calcul de la charge maximale à la base du rail (q_{rmax}) .

Méthodes	Formules
Trois traverses adjacentes (UIC, 1968)	$q_{rmax} = 0,5 P_{dyn} \qquad (1.9)$
UIC (Type F, traverses en béton précontraint), pays européens (UIC, 1969), espacement des traverses 760 mm	$q_{rmax} = 0,65 P_{dyn}$ (1.10)
BEF (traverses bois), Australie (O'Rourke, 1978), espacement des traverses 760 mm	$q_{rmax} = 0,43 P_{dyn}$ (1.11)
AREA (traverses béton), USA (Birmann, 1968), espacement des traverses 760 mm	$q_{rmax} = 0,6 P_{dyn} \tag{1.12}$
Profilidis (1983), tous types de traverses (bois et béton), espacement des traverses 600 mm, valable pour plateformes en sol argileux et rocheux	$q_{rmax} = 0,39 P_{dyn} \qquad (1.13)$

 TABLE 1.3 – Méthodes de détermination de la charge maximale de la roue à la base du rail (Profillidis (1983),Doyle (1980))

Pour les hypothèses de calcul, la charge à la base du rail (q_r) est prise en compte dans la détermination de la pression de contact moyenne (P_a) entre la traverse et le ballast tel que donné par l'équation 1.14 (Doyle, 1980). Dans cette approche, on fait l'hypothèse que la distribution de la pression de contact est uniforme sur toute la surface efficace de la traverse.

$$P_a = \left(\frac{q_r}{B.L}\right).F_2\tag{1.14}$$

Dans cette expression, B est la largeur de la traverse, L est la longueur efficace de la traverse, F_2 est un coefficient qui dépend du type de traverse et de la qualité de maintenance de la voie.

Contraintes verticales induites dans le sol de plateforme

La charge à la base du rail est transmise à la traverse sous-jacente puis se diffuse dans les couches d'assises et le sol de plateforme par amortissement successif. La détermination de la diffusion des contraintes verticales en profondeur a fait l'objet de nombreuses études ayant produit des modèles de calcul à partir d'approches théoriques, empiriques et semi-empiriques (Zhang et al. (2016), Jain and Keshav (1999)). La théorie d'élasticité de Boussinesq (1885) est utilisée pour le calcul des contraintes verticales induites en profondeur. Une comparaison entre la méthode théorique simplifiée de Boussinesq (1885) et les méthodes semi-empiriques (*load spread methods*) (figure 1.9) montre que la méthode théorique surestime les valeurs de contraintes verticales induites dans la plateforme des lignes classiques anciennes en France par les différentes méthodes et ont montré que la méthode théorique simplifiée de Boussinesq (1885) produit des valeurs de contraintes qui sont beaucoup plus grandes que celles mesurées in-situ. Par contre les valeurs obtenues avec le modèle semi-empirique (*load spread model*) sont plus satisfaisantes.



FIGURE 1.9 – Diffusion contrainte selon la méthode de Boussinesq : comparaison entre les méthodes théoriques et semi-empririques (Doyle, 1980)

Selon la théorie d'élasticité de Boussinesq (1885), on suppose que le ballast et la plateforme ferroviaire forment une couche homogène, élastique, isotrope et semi-infinie. On calcule les valeurs de contraintes maximales verticales en considérant soit que le chargement est appliqué en surface par une charge ponctuelle (*Point load*) ou par une charge rectangulaire uniformément répartie (*uniformly load*). Ainsi, si on assimile le point de contact roue/rail à un chargement rectangulaire uniformément repartie, la contrainte verticale engendrée à la profondeur z par la pression de contact P_a peut être calculée comme présenté par l'équation 1.15.

$$\sigma_{z} = \frac{3P_{a}}{2\pi} \int_{\varepsilon=-A}^{\varepsilon=+A} \int_{\eta=-B}^{\eta=+B} \frac{z^{3}}{\left((x-\varepsilon)^{2} + (y-\eta)^{2} + z^{2}\right)^{2,5}} \, d\varepsilon \, d\eta \tag{1.15}$$

Où P_a est la pression de contact uniforme moyenne entre la traverse et le ballast (kPa) et $d\varepsilon$ et $d\eta$ sont respectivement la longueur et la largeur élémentaires de la traverse (m) et x, y et z sont les distances (m) (figure 1.10).



Note: Elementary area = d ϵ d

FIGURE 1.10 - Chargement uniformément repartie en surface suivant la méthode de Boussinesq (Doyle, 1980)

En 1961, "*The Department of Scientifc and Industrial Research*" (Etats-Unis) fait une modification de l'équation de Boussinesq (équation 1.15) pour l'adapter au cas d'une surface circulaire uniformément répartie (Doyle, 1980). Ce qui se rapproche au mieux de la forme de la surface de contact roue/rail¹. Le modèle proposé est donné par les équations 1.16 et 1.17.

$$\sigma_z = P_a \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \tag{1.16}$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{P_a}{2} \left[(1+2\nu) - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2+z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1.5}} \right]$$
(1.17)

Où ν est le coefficient de Poisson du sol.

Dans cette approche on considère précisément que toutes les surfaces chargées sont circulaires, a devient alors le rayon de la surface chargée A_s . Il est calculé par l'expression de Kurzweil (1972) tel que :

$$a = \left[\frac{A_s}{\pi}\right]^{0,5} = \left[\frac{BL}{\pi}\right]^{0,5} \tag{1.18}$$

Où L est la longueur efficace de la base de la traverse en contact avec le ballast (m) et B est la largeur de la traverse (m).

1.1.3 Conception et qualité des plateformes ferroviaires

La plateforme, tout comme les autres éléments de la structure d'assise sont mis en place par compactage en se référant à des objectifs de densification fixés suivant la nature de l'ouvrage prévu. Le tableau 1.4 présente les différentes qualités requises de compactage (ou objectifs de densification) des couches d'assises.

^{1.} La surface de contact roue/rail est plus exactement elliptique et non circulaire Chapas (2013).
Objectifs de densification	Couche concernée	Valeurminimaledemassevolumiquemoyenne $(\rho_{dm,min})$	Valeurminimaledemasse volumique en fondde couche ($\rho_{dfc,min}$)
<i>q</i> 1	Sous-couche	100 % OPM	98 % OPM
<i>q</i> 2	Couche de fondation	97 % OPM	95 % OPM
<i>q</i> 3	Couche de forme	98, 5 % OPN	96 % OPN
q4	Partie supérieure des ter- rassements	95 % OPN	92 % OPN

TABLE 1.4 – Objectifs de densification ou niveaux de qualité de compactage selon (SETRA-LCPC, 2000)

La figure 1.11 présente une illustration du gradient de densité dans une couche de sol compactée à l'in-situ. Où ρ_d , ρ_{dm} et ρ_{dfc} désignent respectivement la masse volumique sèche, la masse volumique sèche moyenne sur toute l'épaisseur de la couche compactée et la masse volumique sèche en fond de couche (la valeur valeur moyenne sur une tranche de 8 *cm* d'épaisseur située à la base de la couche compactée). Ce schéma met en évidence un surcompactage de la partie supérieure de la couche compactée à l'in-situ.



FIGURE 1.11 - Objectif de densification d'une couche de sol par compactage (SETRA-LCPC, 2000)

La qualité de la plateforme dépend de deux paramètres essentiels (Alias, 1984) :

- La nature géotechnique du sol;
- Les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales qui sont bonnes si les trois conditions suivantes sont satisfaites :
 - La couche supérieure du sol considéré ne se situe pas à proximité de toute nappe phréatique; cela dans une période climatique défavorable (saison des pluies) et avant tout rabattement de la nappe. Cette condition est remplie si le niveau le plus haut de la nappe se situe à une profondeur supérieure ou égale à 2 m (ou moins si le système de drainage est efficace);
 - Aucun écoulement d'eau d'infiltration (transversal, vertical ou longitudinal) ne doit être présent dans la plateforme. Les eaux de pluies doivent être évacuées correctement de la plateforme; en s'assurant du bon fonctionnement des dispositifs longitudinaux de drainage.

Suivant que les conditions présentées ci-dessus soient bonnes ou mauvaises, il est possible de spécifier quatre classes de qualités du sol de plateforme. On distingue les classes de qualités " S_i " et " Rt_i " respectivement pour les sols en place et pour les sols réutilisés. L'indice "i" est définit comme suit :

- *i* = 0 : Sols "impropres" à la réalisation d'une plateforme. Dans ce cas, des solutions de remediations sont à envisager (substitutions du matériau sur une certaine épaisseur, traitement aux liants, renforcement par pieux, etc);
- i = 1: Sols "médiocres" mais acceptables dans leur état. La qualité de ces sols peut être améliorées par un traitement approprié;
- i = 2: Sols "moyens";
- i = 3 : Bons sols.

La classification du sol support se fait à partir de la connaissance de la classe GTR (AFNOR, 1992a) et de l'état hydrique du matériau. Un exemple de classification pour les sols de classe A (sols fins) est donné tableau 1.5.

Classi norme	fication de la Classe de qualité en place e NFP11300			Classe de qualité en réutilisation			Sensibilité au gel			
		S 0	S1	S2		S 3	Rt1	Rt2	Rt3	
	1.1-Classe A : sols fi	ns (exemp	les : limor	ns, marnes,	, argiles	s, limon ar	gileux, arg	giles sable	uses, etc)	
A1	$\begin{array}{l} VBS \leq 2,5 \ (\text{ou} \ Ip \leq 12) \end{array}$	A1h	A1m et A1s	A1s, Hydro sèche	B.C. sais.					SGt
A2	$2,5 < VBS \leq 6$ (ou $12 < Ip \leq 25$)	A2h	A2m et A2s	A2s, Hydro sèche	B.C. sais.					SGt
A3	$\begin{array}{c} 6 < VBS \leq 8 \text{ (ou } 25 < \\ Ip \leq 40) \end{array}$	A3h	A3m et A3s							SGt
A4	VBS > 8 (ou Ip > 40)	A4h	A4m et A4s							
SGn= condit	Sols non gélitifs ou insensible ions hydrologiques et hydrogé	s, SGt= so ologiques.	ols tres gé	litifs, SGp	=Sols p	beu gélitifs	s, B.C. Hy	/dro=bonn	es	

 TABLE 1.5 – Classification du sol support (Elaskar, 2006)

La qualité d'une plateforme est également vérifiée par sa classe de portance (tableau 1.6). Toutefois, il est important de signaler que la classe de portance d'une plateforme ne détermine pas la qualité de la voie; une voie de bonne qualité peu être obtenue sur une plateforme médiocre (Elaskar, 2006).

Qualité du sol support	Qualité de la couche de forme		Epaisseur de la couche de forme rapportée (m)	Classe de por- tance de la plate- forme	Module de cal- cul (MPa)
	Normal (ép. min de 0, 30 <i>m</i>)	Rapportée			
C1 (are D(1))	<i>S</i> 1			P1	20
		Rt2	0,5	P2	50
51 (ou 1111)		Rt3	0,35	P2	50
		Rt3	0,5	P3	120
S2 (on P +2)	<i>S</i> 2			P2	50
52 (ou <i>Rt2</i>)		Rt3	0,35	P3	120
S3 (ou Rt3)	S3			P3	120
P1= portance médi	iocre, P2= portance moy	yenne, P3=portar	ice bonne.	·	·

 TABLE 1.6 – Classification de la qualité de la plateforme (Trinh, 2011)

Il est indispensable de poser un géotextile (type A1) si le matériau de plateforme contient plus de 12 % de particules fines. Cela permet d'éviter la remontée des fines mais aussi de prévenir de l'orniérage de la couche de forme durant les travaux de construction de la voie. L'emploi des géomembranes est aussi prescrit pour limiter les déformations de la plateforme par dissipation de la contrainte de surface (Elaskar, 2006). La présence de l'eau dans la plateforme peut réduire sa résistance et sa rigidité de façon spectaculaire. Si une plateforme reste peu exposée à l'eau sur une certaine période et si la couche de ballast et les couches d'assises sont de bonne qualité, la plateforme ne devrait pas nécessiter un entretien excessif (Li and Selig, 1995).

1.1.4 Pathologies et défauts de la voie

Les sollicitations ferroviaires sont à l'origine des défauts de géométrie relevés sur les voies ferrées. Ces défauts réduisent le niveau de confort et de sécurité sur les lignes ferroviaires. Les défauts de géométrie sont manifestes à la surface, sur l'armement de la voie et sur les rails en particuliers. En dehors des défauts de géométrie liés directement à l'agressivité des efforts transversaux et longitudinaux, certains défauts peuvent être aussi liés aux déformations de la couche de ballast et à ceux des éléments constitutifs de la plateforme ferroviaire du fait de l'effet des sollicitations verticales. Dans ce qui suit, nous nous intéressons à ces derniers cas. Nous présentons les défauts les plus courants.

En général, les défaillances du sol de plateforme sont multiples et sont le résultats de la combinaison de trois facteurs principaux, selon Li and Selig (1995) on distingue : l'importance de la charge à l'essieu, la nature du sol de plateforme et le contexte environnemental. Si la charge à l'essieu devient trop importante, au-delà de la charge admise, elle peut induire un sous dimensionnement de la voie. Par ailleurs, les problèmes de défaillances de plateforme sont souvent associés aux plateformes de mauvaises qualités, constituées de sols fins (argiles et limons). Les facteurs environnementaux influencent la teneur en eau et la température du sol. Le problème de température est plus marqué dans les zones tempérées, où ils se manifestent par des cycles de gel et dégel. Les facteurs environnementaux (pluies et eaux souterraines) sont préjudiciables si les conditions hydrologiques et hydrogéologiques de la plateforme sont réputées mauvaises. Les mécanismes de défaillances de plateforme les plus courants sont : la rupture progressive par cisaillement, la déformation plastique excessive et la remontée de fines.

Li and Selig (1995) définissent la rupture progressive par cisaillement comme l'écoulement plastique se produisant à la partie supérieure de la plateforme et qui est causée par le chargement répété des trains notamment lorsque la teneur en eau du sol de plateforme est assez élevée. La rupture progressive par cisaillement se développe surtout sur la partie supérieure de la plateforme constituée de matériaux fins argileux, quand celle-ci comprend notamment une couche de sol lâche reposant sur une couche plus dense. Suivant cette configuration, les charges induites par les trains créent une forte pression sur la partie supérieure de la plateforme et donc sur la couche molle qui va remonter progressivement vers la surface. Une illustration du mécanisme de rupture progressive par cisaillement est donnée figure 1.12.



(B) Début de l'instabilité (D) Manifestation du soulèvement en surface

FIGURE 1.12 – Mécanisme de rupture progressive par cisaillement (Sánchez et al., 2014)

La déformation plastique excessive est le mécanisme de défaillance aussi connu sous le nom de "poche de ballast". Il s'agit d'une accumulation de ballast dans le matériau de plateforme. Le ballast y est repoussé sous l'action des charges à répétées engendrées par la circulation des trains. Ce problème est plus manifeste lorsque le matériau de plateforme est constitué d'argile lâche dans un état d'humidité élevé. C'est une conséquence de la déformabilité de la couche de matériau de plateforme. L'action combinée du chargement cyclique et des eaux d'infiltration va conduire à la réduction de la contrainte effective dans le matériau de plateforme et ainsi donner lieu à des déformations (Sánchez et al., 2014). Une illustration du mécanisme de déformation plastique excessive est donnée figure 1.13.



FIGURE 1.13 – Poche de ballast (Sánchez et al., 2014)

La remontée de particules fines est le phénomène qui se produit quand la couche de ballast est directement posée sur le sol de plateforme (ou lorsqu'elle est en contact direct avec celui-ci). Il se manifeste par la remontée des fines dans la couche de ballast par pompage durant le passage des trains. En présence d'eau, c'est plutôt un pompage de boue (remontée de glaise), vers la couche de ballast qui se produit. Ce mécanisme peut contribuer à réduire la capacité de drainage du ballast. Une illustration du mécanisme de remontée de particules fines est donnée figure 1.14.



FIGURE 1.14 – Mécanisme de remontée de fines (Li and Selig, 1995)

Sánchez et al. (2014) ont fait une étude sur une ligne ferroviaire au Texas. Ils ont mis en évidences le phénomène de la non-distribution homogène de l'humidité du sol de plateforme pouvant causer les problèmes de tassements différentiels (longitudinaux et transversaux) sur la ligne ferroviaire, notamment quand celle-ci repose sur un sol argileux expansif. La répartition non homogène de l'humidité est illustrée par la figure 1.15.



FIGURE 1.15 – Influence de la distribution non-homogène de l'humidité (Sánchez et al., 2014)

1.1.5 Auscultation de la voie

Pour le diagnostic des voies ferrées, on a recours à deux groupes de techniques d'auscultation (Rhayma, 2010) :

- Les techniques de mesures en continu et globales de la qualité de la voie (géoradar, Rolling Stiffness Measurement Vehicle, le portance mètre ferroviaire, le mauzin, etc);
- Les techniques de mesures ponctuelles pour disposer d'informations plus précises et donc plus riches (carottages, essais pénétrométriques et géoendoscopiques).

Ces opérations sont nécessaires car elles permettent de suivre l'évolution de la qualité de la géométrie de la voie et donc de prévoir des travaux de maintenances éventuels. Dans ce qui suit, nous présentons quelques techniques d'auscultation les plus courantes.

Voiture Mauzin

Les défauts de géométrie de la voie se manifestent en surface, directement sur les rails. Ils se traduisent par une évolution défavorable de la position de la table de roulement. Ces défauts sont identifiés à l'aide d'un véhicule spécialisé pour cette tâche. Dans le cas de la France, c'est la voiture Mauzin qui est utilisée. Ce véhicule est équipé de plusieurs capteurs qui mesurent en temps réel la géométrie de la voie sur l'interaction rail/roue et l'usure des caténaires (Quezada, 2012). Les différentes mesures permettent de calculer les indicateurs Mauzin synthétiques qui permettent de programmer les opérations de bourrage (Rhayma, 2010). Les trains Mauzin peuvent atteindre une vitesse de 160 km/h (figure 1.16). Selon la nature du trafic ferroviaire sur la voie, on définit des seuils de tolérances dont le dépassement conditionne la fluidité du trafic (réductions de la vitesse des trains) ou la programmation des opérations de maintenance.



(a) Train Mauzin



(b) Mesures Mauzin (Saussine, 2004)

FIGURE 1.16 - Voiture Mauzin

Rolling Stiffness Measurement Vehicle

Le Rolling Stiffness Measurement Vehicle (RSMV) est un véhicule de chargement de voie constitué d'un wagon de fret à deux essieux qui est équipé de deux masses hydrauliques vibrantes. Le RSMV permet de mesurer la rigidité des assises des voies ferrées. Cette technique de diagnostic a été utilisée dans le cadre du projet européen *INNOTRACK* pour prendre en compte les corrélations éventuelles entre les paramètres mesurés par les différentes techniques d'investigation.

Le principe du RSMV repose sur la méthode de Banverket qui est basée sur un axe de mesure qui comporte une charge constante et une charge dynamique variable. Durant l'essai, les masses oscillantes situées au-dessus des essieux génèrent une excitation dynamique sur la voie. Il est possible de mesurer la rigidité dynamique jusqu'à 50 Hz. La charge axiale statique est fixée à 180 kN et la charge dynamique à 60 kN. La figure 1.17 présente le RSMV et son principe.



FIGURE 1.17 – Exemple de diagramme RSMV et schéma de principe (Rhayma, 2010)

Géoradar

D'une façon générale, le géoradar (figure 1.18) est une technique d'auscultation géophysique qui permet de rechercher les informations sur la distribution, la nature et la composition du sol. Dans le domaine ferroviaire, il permet de détecter notamment la distribution géométrique (épaisseurs) des matériaux constituants la plateforme ferroviaire et d'analyser l'origine des hétérogénéités. Cette technique repose sur l'interprétation des signaux détectés en réflexion ou en transmission suite à leur propagation dans le sol ausculté. L'allure des signaux est intrinsèquement liée à la variabilité des permittivités et des conductivités électriques du milieu (Sagnard and Rejiba, 2016).



FIGURE 1.18 – Géoradar (Elaskar, 2006)

Une exemple de résultats d'essais géoradar est donné figure 1.19. Il s'agit des résultats de mesures effectuées sur une ligne ferroviaire; on y distingue les épaisseurs des différentes couches de structure et le niveau de pollution du ballast. Il convient d'associer aux mesures géoradar, des mesures locales (pénétromètriques, géoendcoscopiques ou carottage) pour avoir une estimation précise des épaisseurs de couches.



FIGURE 1.19 – Représentation galvanométrique géoradar (Elaskar, 2006)

Pénétromètre dynamique léger

Dans le cadre du diagnostic des voies ferrées, le pénétromètre dynamique léger PANDA® (Pénétromètre Automatique Numérique Dynamique Assisté par ordinateur) est de plus en plus utilisé en raison de sa simplicité, sa rapidité d'exécution, son faible encombrement et sa fiabilité. De plus c'est un essai peu traumatisant pour le sol et qui permet d'ausculter les couches de structure ferroviaire sur l'ensemble de leurs épaisseurs et même d'aller au-délà (plus de 2 m à partir de la couche de ballast).

Le PANDA® a été conçu en France (Gourves and Zhou (1997), Gourves and Barjot (1995), Benz-Navarrete (2009), Haddani et al. (2017)). Cet appareil a déjà fait ses preuves dans le cadre des travaux de génie civil pour la reconnaissance du sol et le contrôle de compactage. Il a été approuvé dans le domaine ferroviaire et même associé à la technique de géoendoscopie pour produire la méthodologie de diagnostic connue sous le nom de *Pandoscopie* (Haddani et al., 2017). Son emploi est régi par la norme AFNOR (2012) et par le référentiel SNCF IN 4103 (cité dans Calon (2016)).

L'essai PANDA® consiste à enfoncer dans le sol, par battage manuel (énergie variable) et à l'aide d'un marteau standardisé, un train de tiges dont la tige de tête est équipée d'une pointe conique. Grâce à la formule de battage des hollandais donnée par l'équation 1.19, il est possible d'obtenir en temps réel la valeur de la résistance dynamique, en fonction de l'énergie mesurée au niveau de la tête de battage et de la valeur de l'enfoncement mesurée à l'aide d'une courroie pour chaque coup de marteau. Les résultats sont fournis sous forme de pénétrogramme (courbe $q_d - z$). Les tiges sont de diamètre 14 mm et l'on dispose des pointes de 2 cm² ou de 4 cm². Le principe de l'essai est illustré figure 1.20. A l'heure actuelle, il existe plusieurs versions du PANDA®, mais dans le cadre de cette thèse, nous nous intéressons à la seconde version PANDA® II.

$$q_d = \frac{E}{Ae} \times \frac{M}{M + M'} \tag{1.19}$$

Avec q_d la résistance dynamique de pointe (*MPa*), *E* l'énergie de battage (*J*), *e* l'enfoncement moyenne du train de tiges pour un coup de masse frappante (*m*), *A* la section droite de la pointe (m^2), *M* la masse frappante (*kg*) et *M'* la masse frappée (*kg*).

Pour appuyer le diagnostic des plateformes ferroviaires, et de façon générale pour le diagnostic des ouvrages en place, on peut à l'aide du PANDA® et sous réserve d'avoir des courbes de calibration, estimer le poids volumique sec (γ_d) in-situ d'un matériau. Nous développerons ce point dans le chapitre 3.



FIGURE 1.20 - PANDA® : principe, illustration d'exécution et pénétrogramme

Géoendoscopie

Pour donner de la "visibilité" aux sondages PANDA®, on associe le géoendoscope. Cet appareil a été pensé à la base pour soutenir la caractérisation in-situ, notamment lorsque le prélèvement des échantillons est difficile et pour limiter le temps et le coût des essais en laboratoire (Breul et al., 2008). Le géoendoscope comprend un vidéo-endoscope (figure 1.21). Il permet de faire des prises d'images à des profondeurs connues, avec une haute résolution. La caméra est introduite dans une tige guide préalablement enfoncée dans le forage fait par la tige du PANDA® (ou tout autre essai pénétrométrique). Il associe une technologie d'imagerie miniaturisée de qualité à une mesure de profondeur. Il est également possible d'enregistrer une vidéo du sondage. Le géoendoscope enregistre une image localisée en profondeur par palier d'enfoncement de 0, 5 mm environ; soit environ 2000 images par mètre (Barbier et al., 2018).



FIGURE 1.21 - Géoendoscope : principe et exemple d'images

1.1.6 Maintenance de la voie ferrée

En général, les gestionnaires des voies ferrées ballastées exécutent des opérations d'entretien courantes qui concernent le plus souvent l'armement de la voie (rails, traverses, attaches, etc) et la couche de ballast. Ces opérations consistent généralement à corriger les défauts de géométrie apparents (détectés à l'aide des techniques d'auscultation) mais aussi à effectuer des remplacements pour faire face à l'endommagement ou au vieillissement.

Pour régler les problèmes de géométrie des voies ferrées ballastées, en générale on a recours à des opérations de bourrage-dressage de la couche de ballast. En effet, le passage des trains engendre une déformation du système élastique constitué par les rails, les traverses et la couche de ballast avant de retrouver sa position initiale. Après un certains temps, ces cycles de charge/décharge dégradent la qualité de la voie et ainsi provoquer des défauts géométriques par rapport à sa position idéale. Ces pourquoi on effectue régulièrement des opérations de bourrage-dressage pour améliorer la qualité de confort et de sécurité de façon rapide et fiable. Pour ces opérations, on utilise

des bourreuses-niveleuses-dresseuses (figure 1.22). Le bourrage consiste à compacter la couche de ballast par vibration et serrage pendant que les traverses sont surelevées. Durant l'opération de bourrage, l'opérateur contrôle les paramètres du bourrage (fréquence, temps et profondeur). La fréquence de vibration durant le bourrage est comprise entre 35 Hz et 45 Hz.

Le dressage est exécuté pour repositionner la voie dans sa position définitive. Une quantité excessive de ballast engendre des coûts inutiles et une quantité insuffisante ou mal répartie réduit la qualité de la géométrie de la voie. On effectue une opération de relevage si on veut augmenter l'épaisseur de la couche de ballast (sur 10 cm à 15 cm) quand le bourrage est insuffisant.



FIGURE 1.22 – Illustration du principe du bourrage (Plasser and Theurer, 2016)

Ce sont généralement les mesures continues (ou globales) de la voie à l'aide des véhicules spécialisés (Mauzin, etc) qui permettent de détecter les défauts de géométrie et donc d'envisager les opérations de bourrage. Il faut noter que hormis la dégradation de la géométrie de la voie qui est directement liée à l'interaction roue/rail, les défauts de la plateforme peuvent également causer des problèmes de géométrie apparents en surface (sur les rails, sur la couche de ballast et sur l'arase des terrassements). C'est pourquoi hormis les opérations de bourrage; il conviendrait d'abord de fiabiliser la sol de plateforme avant de régler la géométrie des éléments superficiels.

1.1.7 Solutions de remediations pour la fiabilisation du sol de plateforme

Le cas des plateformes avec des sols support de mauvaise qualité (sols mous et compressibles qui peuvent être de classe S0) nécessitent des modifications chimiques ou mécaniques pour élever leurs qualités à la classe S1. Ces sols sont caractérisés par une faible capacité portante et une déformabilité importante sous la sollicitation appliquée. Les déformations de ces sols s'accumulent au fil du temps pour devenir préjudiciables (en terme de mois ou même d'années) (Magnan and Pilot, 1988). Selig and Waters (1994) distinguent quatre groupes de solutions principales de remédiation pour l'amélioration des sols de plateformes (tableau 1.7). Hormis ces méthodes, on distingue notamment l'usage des géosynthétiques et le renforcement par colonnes (colonne ballastée, soil mixing, inclusions rigides, etc) (figure 1.23).



FIGURE 1.23 – Renforcement des sols de plateforme par colonnes (colonnes ballastées, soil-mixing, inclusion rigide

Principe de la méthode	Désignation	Effet
Méthodes induisant la modification des propriétés en place	Jet-grouting	Renforcement du sol par injection d'un cou- lis (mortier, boue (argile/eau), etc) sous pres- sion ayant pour effet d'augmenter la cimen- tation et réduire la perméabilité
	Injection de chaux sous pression	Le rajout de la chaux à un sol argileux per- met de réduire sa plasticité et son potentiel de gonflement. Mais aussi d'augmenter sa résistance
	Traitement électrique — Electro-osmose — Stabilisation électromécanique	Augmente la résistance des sols argileux et réduit leurs teneurs en eau
Méthodes induisant la	Compactage	Densification du sol par la réduction du vo- lume d'air
reconstruction et/ou la substitution	Substitution	Remplacement du sol en place par un sol de meilleure qualité. Les sols argileux sa- turés ou proches de la saturation sont le plus concernés
	Stabilisation chimique par malaxage du sol en place avec — Ciment — Chaux — Bitume — Cendre volcanique	Amélioration des propriétés du sol (augmen- tation de la résistance aux sollicitations hy- driques et mécaniques, diminue le gonfle- ment des argiles plastiques)
Méthodes reposant sur le rajout des enrobés bitumineux	Full-depth	Substitution de la couche de ballast et de la sous-couche par une couche d'enrobés bitumineux
	Underlayment	Substitution de la sous-couche par une couche d'enrobés bitumineux
Stabilisation du glissement (cas des ouvrages en ramblai)	Drainage	Évacuation des eaux d'infiltration à l'extérieur de la plateforme pour limiter la perte de résistance et l'augmentation de la masse de l'ouvrage
	Structures de soutènement	Le rajout d'un ouvrage de soutènement ou de bermes est prescrit pour prévenir des risques de glissement si le drainage est insuffisant pour assurer la stabilité du remblai
	Variation de pente	Stabilisation de la pente d'un remblai dans le cas d'un ouvrage situé sur la pente d'une montagne

 TABLE 1.7 – Différents types de solutions de remédiations (Selig and Waters, 1994)

1.1.8 Bilan

La structure ferroviaire est constituée par un assemblage d'éléments dont le rôle est de supporter les charges du trafic mais aussi de les amortir à des niveaux acceptables quand ils se diffusent en profondeur. La voie ferrée supporte des forces verticales, longitudinales et latérales qui influencent à la fois la superstructure (armement de la voie et ballast) et la plateforme ferroviaire. Il est relevé que la plateforme peut être le siège de nombreuses défaillances qui peuvent créer des défauts de géométries. En général, ces défaillances sont manifestes quand plusieurs conditions sont réunies : sol de plateforme argileux, présence d'eau et charge à l'essieu importante. Une plateforme bien drainée et de bonne qualité est moins exposée aux problèmes de défaillances de plateforme.

La complexité de la structure ferroviaire rend délicate l'entretien des voies ferrées ballastées car il faut s'assurer d'avoir à tout moment une voie stable et exploitable. Avec les avancées en matières de connaissances sur les techniques de diagnostics ferroviaires, les exploitants des voies ferrées disposent d'outils de décision qui peuvent être adaptés à leurs besoins.

Dans le cas du Transgabonais, le suivi de la voie ferrée est une tâche coûteuse et complexe (du fait notamment de l'accessibilité à la voie) c'est pourquoi il convient de proposer à l'entreprise exploitant une méthodologie adaptée à son besoin. Cette méthodologie doit être efficace et doit pouvoir reposer sur l'usage d'outils de diagnostics qui soient adaptés au contexte ferroviaire.

1.2 Comportement des sols résiduels tropicaux

Dans le contexte d'exploitation du Transgabonais, il apparaît que dans la plupart des zones instables, le sol constitutif de la plateforme est une altérite pélitique. C'est un type de sol connu comme un sol résiduel. Or le comportement de ce type de sol est moins connu que celui des sols des régions tempérées. Toutefois, il fait l'objet de nombreuses études scientifiques dans les pays des régions de la ceinture tropicale. C'est pourquoi dans cette partie, avant d'aller plus loin dans cette étude, nous nous proposons de faire un état de l'art spécifique pour présenter les principales caractéristiques de ce type de sol.

1.2.1 Sols résiduels tropicaux

Les sols résiduels

Dans l'ingénierie géotechnique, on regroupe les sols en deux catégories : les sols résiduels et les sols transportés (Mitchell et al. (2005), Das (2010), Huat et al. (2012)). Les sols résiduels résultent de l'altération physico-chimique in-situ d'une roche mère (roche sédimentaire, magmatique ou métamorphique). Ce sont des sols peu ou pas transportés qui se retrouvent souvent proche du bassin de leur roche mère (figure 1.24). Tandis que les sols transportés (encore appelés "sols sédimentaires") sont formés par un processus d'érosion, de transport et de dépôt (Wesley, 1990). Ces sols sont transportés par les agents atmosphériques et environnementaux (vent, cours eau, glacier ou par l'effet de la gravité), loin de leur lieu de formation.

Au cours de leur processus de formation, après avoir été transportés, les sols sédimentaires sont déposés puis consolidés sous leur poids propre (Wesley, 1990). Ces sols ont une tendance à se consolider et à devenir plus résistants avec le temps, à mesure que les liaisons inter-particulaires se renforcent. Des processus aléatoires (lessivage, consolidation secondaire, etc) qui surviennent après la consolidation peuvent induire un déchargement, et donc produire des sols surconsolidés. Dans le cas des sols résiduels, c'est plutôt la tendance inverse qui est manifeste. Pour ces sols, les liaisons inter-particulaires et la cimentation sont généralement rompues avec le processus d'altération. Si pour les sols transportés l'histoire des contraintes est une notion valable, ce n'est pas forcément le cas pour les sols résiduels. En effet le processus de formation des sols résiduels, confère à ces sols une structure complexe qui peut rendre difficile leur étude.



FIGURE 1.24 – Illustration des processus de formation du sol (Wesley, 2009)

Les sols résiduels tropicaux

Les sols résiduels tropicaux ont été étudiés par plusieurs auteurs tels que Fookes et al. (1971), Fookes (1997), Little (1969). Ces auteurs ont produit un profil typique de ces sols qui donne une description morphologique basée sur les différentes catégories d'altération partant de la roche fraiche au sol résiduel. Le degré d'altération est croissant de la roche mère vers le sol résiduel à la surface. La catégorie *I* correspond à la roche fraiche, intacte, les catégories *II* et *III* désignent les matériaux avec un comportement mécanique proche de celui d'une roche, et les catégorie *IV* à *VI* désignent les matériaux ayant un comportement mécanique proche de celui d'un sol (figure 1.25).

	Appellation	Grade ou	Description
		categorie	
	Sol résiduel	VI	Tout le matériau rocheux est converti en sol. La texture et la structure du matériau rocheux initial sont détruites. La quasi-totalité du matériau constitutif de la roche initiale n'a pas été transportée
0	Complètement altéré	V	Tout le matériau rocheux est décomposé en sol ;la structure originale de la roche est encore intacte
	Hautement altéré	IV	Plus de la moitié du matériau rocheux est décomposée en sol. La roche fraiche et/ou décolorée marquée par des discontinuités est présente
3388	Modérément altéré	111	Moins de la moitié du matériau rocheux est décomposée en sol. La roche fraiche et/ou décolorée marquée par des discontinuités est présente
<u> </u>	Légèrement altéré	11	L'altération du matériau rocheux est constaté par des décolorations et des discontinuités superficielles. Toute la surface du matériaux rocheux peut être décolorée par l'altération
	Roche fraiche	1	Pas de signe visible d'altération de la roche sinon de légères décolorations sur des surfaces principales de discontinuité

FIGURE 1.25 – Catégorisation des sols résiduels et des sols résiduels tropicaux en fonction du niveau d'altération (adapté de Huat et al. (2012))

Les sols résiduels tropicaux sont assez répandus (Mitchell et al., 2005). La (figure 1.26) présente la répartition des sols résiduels tropicaux dans le monde selon Bell (2000).



FIGURE 1.26 – Répartition des sols résiduels tropicaux dans le monde selon (Bell, 2000)

Le sujet des sols tropicaux renvoi souvent aux latérites. Les sols tropicaux ne sont pas tous des latérites mais en raison du fait que le terme "*latérite*" couvre des aspects très variés de la pédogenèse tropicale, certains auteurs, tels que Guerassimov (1962), englobent l'ensemble des sols des régions intertropicales au terme "*latérite*". Si on généralise le terme "*latérite*" aux sols des régions intertropicales, la latérite (Buchanan, 1807), le latosol (Kellogg, 1949), le kaolisol (SYS, 1962), les oxisols (USDA, 1999) désignent donc des sols tropicaux. Selon Maignien (1966), les sols latéritiques, les sols ferrugineux, certains sols hydromorphes et parfois des vertisols sont des sols qui possèdent des horizons génétiques qui se sont individualisées in-situ; ce sont des sols qui peuvent présenter un profil d'altération résiduel.

La formation des sols résiduels tropicaux est favorisée par les climats chauds, où règne une alternance entre une saison pluvieuse et une saison sèche et où la morphologie du terrain permet un drainage faible des eaux de surface (Rigo et al., 2006). Selon la classification française des sols proposée par Duchaufour (2012), on distingue parmi les sols dont la pédogenèse est très liée au climat chaud et humide, différents types de sols caractérisés par un comportement particulier des sesquioxydes de fer et d'alumine (tableau 1.8). Ces différents sols sont désignés par "oxisols" dans la classification de l'USDA (1999).

Sols ferrugineux : Abondance des oxydes de fer cristallisés (goethite ou hématite). Argile de néo-formation dominante (kaolinite)	Altération incomplète des minéraux primaires	Sols ferrugineux
ico-formation commance (kaoninic)	Altération complète des minéraux primaires	Ferrisols
Sols ferrallitiques : Altération complète des	Kaolinite dominante	Sols ferrallitiques
en sesquioxydes. Oxydes de fer et d'alumine cristallisés	Hydromorphie	Sols ferrallitiques hy- dromorphes

 TABLE 1.8 – Classification des sols d'après Duchaufour (2012)

Associates et al. (1971) rapportent que les sols ferrugineux se trouvent dans des régions arides où la saison sèche est marquée, les sols ferralitiques quant à eux sont généralement rencontrés dans des zones plus humides et couvertes d'une végétation dense. Les ferrisols sont, eux, rencontrés dans des zones de pluviométrie moyenne à forte. Bullock (1983) (cité dans Huat et al. (2012)) corrobore cette description de Associates et al. (1971), il distingue trois phases dans le processus de formation de ces sols. Chacune de ces phases ne se réalise que sous des conditions climatiques spécifiques, notamment l'importance des précipitations et de la saison sèche (tableau 1.9). Il explique que les sols ferrallitiques sont riches en kaolinite (néo-formée), en quartz, en oxydes de fer (goethite, hématite) et d'aluminium (gibbsite).

Phase	Zone clima- tique	Température moyenne an- nuelle (° C)	Précipitation annuelle (<i>m</i>)	Saison sèche marquée	Type de sol
3	Tropical	> 25	> 1, 5	Non	Ferrallitique
2	Subtropical	20 - 25	1, 0 - 1, 5	Parfois	Ferrisols ferru- gineux
1	Subtropical	13 - 20	0, 5 - 1, 0	Oui	Fersiallitique

 TABLE 1.9 – Différence phases d'évolution des sols résiduels tropicaux selon Bullock (1983) (cité dans Huat et al. (2012))

En raison du type de climat local dans lequel ils évoluent, les sols résiduels tropicaux sont connus comme des sols à prédominance ferrallitique (Chatelin, 1968); des sols dans lesquels la présence des minéraux de fer est fort probable. Chatelin (1968) de son côté déclare que les sols des pays équatoriaux, appartiennent à la classe des sols ferrallitiques à l'exception des sols à minéraux bruts, des sols peu évolués² et des sols eutrophes³ tropicaux. Dans le cas du sol faisant l'objet de notre étude, Pérusset (1981) parle de *"manteau d'altérites à kaolinite"* pour désigner les sols du Gabon, du fait de la forte pluviométrie.

La topographie a une influence sur le processus de formation car elle favorise ou défavorise les mouvements de l'eau dans le sol. On retrouve les matériaux indurés (cuirasses ou carapaces) généralement dans les zones plates et rarement sur des pentes (Autret, 1983). La végétation joue également un rôle important sur le processus de formation de ces sols dans la mesure où elle favorise la formation d'un type de sol spécifique selon qu'on se trouve en zone de forêt ou de savane. On retrouve les matériaux indurés en zone de savane qu'en zone de forêt. Tandis que les matériaux moins indurés se retrouvent le plus en forêt car ils sont protégés par le couvert forestier (Autret, 1983).

La pélite

La pélite⁴ est une ancienne boue qui a été consolidée par compaction pour former une roche sédimentaire à grains fins, qui comprend les sédiments siliciclastiques constitués majoritairement de limon (particules de taille comprise entre $4 \ \mu m$ et $62 \ \mu m$) et d'argile (particules de taille inférieure à $4 \ \mu m$) (Haldar and Tišljar, 2014). On distingue plusieurs types de sédiments pélitiques suivant la granulométrie et la texture de la roche (tableau 1.10).

Lorsque la pélite comprend plus de 66 % de particules de taille inférieure à 4 μm , le sol qui en résulte est une argile. Les minéraux argileux prédominant sont l'illite, la smectite (montmorillonite) et la kaolinite. Lorsque la pélite comprend plus de 66 % des particules de taille comprise entre 4 μm et 63 μm , le sol qui en résulte est un limon. Ce sont des sols riches en quartz (pélites quartzeuses ou microquartzites) (Haldar and Tišljar, 2014).

Les propriétés physico-chimiques et mécaniques des sols pélitiques résultent généralement de leur processus de formation, notamment du degré d'altération, qu'ils ont subi. Ces sols sont caractérisés par une faible perméabilité, une faible résistance au cisaillement (surtout quand ils sont humides) et sont souvent associés aux problèmes de glissement de terrains. Ce problème est plus marqué lorsque la pélite présente des schistosités (Yamasaki and Chi-gira).

Propriétés géotechniques des sols résiduels tropicaux

Comme la plupart des techniques de l'ingénierie géotechnique ont été développées à partir des études effectuées avec les sols des régions tempérées, ces techniques sont donc quelques fois inadaptées pour une application directe sur des sols résiduels tropicaux. C'est pourquoi le comportement hydromécanique des sols résiduels tropicaux fait aujourd'hui l'objet d'études scientifiques dans de nombreux pays tropicaux.

^{2.} Sols jeunes, peu altérés.

^{3.} Sols à forte activité biologique.

^{4.} Du grec "pêlos" qui signifie "boue" ou "argile".

Proportion limon/argile	Sédiments meubles	Sédiments indurés		Ardoises (slates)
		Fissile	Homogène ou non fis- sile	
Plus de 66 % de la roche est constituée de limon	Limon (<i>silt</i>)	Schiste li- moneux (<i>silt-shale</i>)	Roche limo- neuse (<i>silts-</i> <i>tone</i>)	Quartz, ardoise (quartz, slate)
Entre 33 % et 66 % de la roche est constituée de limon ou d'argile	Boue (mud)	Schiste boueuse (<i>mud-shale</i>)	Roche boueuse (<i>mudstone</i>)	Ardoise (slate)
Plus de 66 % de la roche est constituée d'argile	Argile (<i>clay</i>)	Schiste argileux (<i>clay-shale</i>)	Argilite (claystone)	

TABLE 1.10 – Classification des sols pélitiques (Haldar and Tišljar, 2014)

Ces études ont longtemps porté uniquement sur la caractérisation et la classification de ces sols. Des récentes études ont étendu les connaissances actuelles sur leur résistance au cisaillement, leur compressibilité et leur conductivité hydraulique. Très souvent, la plupart de ces études s'intéressent aux sols latéritiques Rigo et al. (2006).

Dans ce qui suit, nous présentons quelques propriétés géotechniques des sols résiduels tropicaux.

Teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg

Les sols résiduels tropicaux ont des teneurs en eau naturelles souvent élevées pouvant atteindre les 40 %. Ces teneurs en eau sont généralement supérieures à la teneur en eau optimum Proctor; ce qui rend difficile leur emploi dans les travaux de terrassement. Certains types de sols résiduels tropicaux comprennent de l'eau cristallisée dans la structure des minéraux, qui est libérée durant le séchage. La présence de cette eau dépend de la composition minéralogique du sol. Fookes (1997) propose de déterminer la teneur en eau naturelle des sols résiduels tropicaux en opposant un séchage à l'étuve à la température de $105 \,^{\circ}C$ et un séchage à l'air ambiant (ou à température douce de $50 \,^{\circ}C$). La présence de l'eau structurelle est mise en évidence si une grande différence entre les teneurs en eau déterminées par les deux procédures est manifeste. Il convient alors de retirer la part due à l'eau structurelle; et on retient alors le séchage à l'air ambiant ou à température douce comme procédure.

Les sols résiduels tropicaux ont généralement des limites de liquidité comprises entre 40 % et 70 % et des limites de plasticité comprises entre 25 % et 50 % (Bawa, 1957). Le séchage de ces sols a pour effet d'augmenter la cimentation inter-agrégats du fait de la réalisation simultanée, ou séparée, de deux processus, notamment la déshydratation des agents de cimentation hydriques (halloysite, allophane), et l'oxydation des sesquioxydes (Townsend, 1985). Il en résulte une diminution de la fraction argileuse et donc de la plasticité. Fookes (1997) propose de déterminer la teneur en eau naturelle et les limites d'Atterberg avec la fraction 4,75 mm. Il suggère que les limites d'Atterberg devraient être déterminées en évitant de sécher le matériau à l'étuve, avec de fortes température, car cela pourrait induire des modifications des propriétés physique et chimiques du sol. Le séchage à l'air conviendrait le mieux.

Poids spécifique

D'une façon générale, les sols non ferrallitiques, ont un poids spécifique compris entre 2, 65 et 2, 75. Ce qui est bien plus petit que celui des sols ferrallitiques qui varie généralement entre 2, 70 à 3, 50. Cela est due à la présence des oxydes de fer qui sont abondant dans ces sols. De ce fait, l'élimination des sesquioxydes conduit à la diminution du poids spécifique (Townsend, 1970).

Effets du remaniement et de la suppression des sesquioxydes

• Effet du remaniement

Hormis le séchage et la minéralogie qui sont connus comme ayant une influence sur les limites d'Atterberg des sols résiduels tropicaux, le remaniement du sol également est un facteur supplémentaire. Plusieurs auteurs, comme ceux cités par Townsend (1985) (tableau 1.11), s'accordent sur le fait que la dégradation des agrégats formés par les particules argileuses durant le remaniement a pour effet d'augmenter la fraction fine et donc l'argilosité du sol. C'est pourquoi Townsend et al. (1969) recommandent d'utiliser pour chaque point une nouvelle part de matériau lors de la détermination de la limite de liquidité. L'influence du remaniement sur la limite de plasticité est peu marquée. Townsend (1985) indique que les sols ferrallitiques provenant des horizons situés à des profondeurs importantes seraient plus susceptibles aux effets du séchage alors que celle situées en surface sont plus sensibles à l'effet du remaniement.

Nature et	Limite de liquidité		Indice de	Source	
localisation	Naturelle	Remaniée	Naturel	Remanié	Source
Argile rouge, Ke- nya	74	84	36	45	Newill (1961)
Argile rouge, Ke- nya	77	91	16	32	Newill (1961)
Latérite, Cuba	46	53	15	22	Winterkorn and Chandrasekharan (1951)
Latérite, Panama	60	70	21	30	Townsend et al. (1969)

 TABLE 1.11 – Influence du remaniement sur la plasticité de quelques sols latéritiques (Townsend, 1985)

• Effet de l'élimination des sesquioxydes

La figure 1.27 présente les courbes granulométriques d'un sol latéritique qui a subi plusieurs types de traitements préalables. Ces courbes ont été obtenues par analyse granulométrique par sédimentation. Les sesquioxydes sont éliminés par un traitement chimique spécifique préalable. Les résultats montrent d'une part que le remaniement du sol a bien pour effet d'augmenter la fraction fine du matériau, qu'il contienne ou pas des sesquioxydes. Ce qui est dû à la désagrégation des particules granulaires friables, si le sol en contient, ou à celle des agrégats formés par les particules argileuses. D'autre part l'élimination des sesquioxydes produit également une augmentation de la fraction fine, car les sesquioxydes jouent le rôle d'agent de cimentation entre les particules argileuses. Toutefois, l'élimination des sesquioxydes a également pour effet de réduire la plasticité du sol latéritique car ce processus entraine une reduction de la capacité de rétention d'eau (Townsend, 1970).

Structure et Résistance

La structure des sols résiduels tropicaux résulte du processus d'altération. Selon Townsend (1970), la microstructure des sols résiduels tropicaux consiste en des amas de particules argileuses imprégnées d'oxydes de fer. Cela rend la structure des sols résiduels tropicaux difficilement reproductible en laboratoire (Huat et al., 2012).



FIGURE 1.27 – Infuence de l'éliminitaion des sesquioxydes et du remaniement (Townsend, 1985)

La résistance au cisaillement des sols résiduels tropicaux dépend de plusieurs facteurs (CIGB, 2017), on peut citer entre autres :

- Contrairement aux sols sédimentaires, transportés, l'histoire des contraintes des sols résiduels tropicaux n'a
 pas d'effet important sur la résistance au cisaillement. Ce qui est une conséquence de l'altération physicochimique in-situ. En effet, ce processus apporte une modification progressive de l'état de contrainte jusqu'à
 l'atteinte d'un état d'équilibre sous les conditions dominantes;
- Les liaisons inter-particulaires de ces sols sont fragiles, ce qui affecte la résistance au cisaillement de ces sols. Le massif de sol en place peut avoir une résistance élevée mais une fois que cet état d'équilibre est perturbé, par un échantillonnage inadapté ou avec le processus d'altération, il s'en suit une diminution de la résistance réelle du sol;
- Les sols résiduels tropicaux riches en kaolinite ont de faibles angles de frottement interne et une orientation préférentielle lors des glissements des terrains. Les sols riches en halloysite et en allophane ont une résistance plus élevée que celle des sols riches en kaolinite et ceux riches en smectites;
- La non saturation de ces sols crée une succion qui augmente la résistance au cisaillement.

Compressibilité et compactage

Les sols résiduels tropicaux possèdent une limite d'élasticité qui peut être assimilée à une pression de préconsolidation équivalente . Selon Barksdale and Blight (2012), leur compressibilité est relativement faible lorsque la charge appliquée est inférieure à la pression de pré-consolidation équivalente mais au-delà, leur compressibilité peut augmenter fortement. Pour certains types de sols résiduels tropicaux, lorsque la pression de préconsolidation équivalente est dépassée il peut survenir un effondrement; ce sont les sols fortement altérés (Fookes, 1997). La pression de pré-consolidation réelle des sols résiduels tropicaux est mesurée quand la pression de pré-consolidation équivalente est dépassée (figure 1.28). Selon Barksdale and Blight (2012), la pression de préconsolidation équivalente est une mesure de la résistance des liaisons inter-particulaires qui résulte de l'altération que le sol à subi, elle n'est donc pas liée à l'histoire des contraintes. La pression de pré-consolidation réelle car cette dernière peu être assez élevée. Il n'est pas toujours nécessaire de la déterminer compte tenu du fait que la gamme des pressions relatives au dimensionnement des fondations se situe en générale entre 0 et environ $300 \ kPa$ et que la majorité des essais oedométriques conventionnels se limitent à des gammes de pressions comprises entre 800 et $1600 \ kPa$.



FIGURE 1.28 – Courbe de compressibilité d'un sol résiduel avec détemination de la pression de pré-consolidation apparente et de la pression de pré-consolidation réelle (Barksdale and Blight, 2012)

Townsend (1970) a montré que le remaniement a peut d'effet sur les caractéristiques Proctor normal comparé à l'élimination des sesquioxydes (tableau 1.12). Blight and Simmons (2012) montrent que le type de séchage peut également avoir une influence sur les caractéristiques Proctor du sol. Il a pour effet d'augmenter la densité sèche maximale et de diminuer la teneur en eau optimale (figure 1.29). Il est donc recommandé de déterminer les caractéristiques Proctor de ces sols sans séchage préalable notamment s'ils contiennent des minéraux sensibles tels que les allophanes et les hallyosites (CIGB, 2017). Wesley (2010) relève toutefois que la nature fortement structurée de certains sols résiduels est susceptible d'être détruite par le compactage; le sol devient ainsi plus lâche durant le compactage. Il note également que pour certains sols résiduels, le pic de la courbe Proctor n'est pas marqué.



FIGURE 1.29 – Influence du séchage sur les caractéristiques de compactage (Blight and Simmons, 2012)

Etat du sol	$\begin{array}{c} \textbf{Densité} \textbf{sèche} \\ \textbf{maximale} \\ (kN/m^3) \end{array}$	Teneur en eau optimale (%)	Limite de plasti- cité (%)
Intact	13, 54	35,0	39, 5
Remanié	13,30	34,5	40,0
Sans sesqui- oxydes	14,10	29,5	32,1

 TABLE 1.12 – Influence du remaniement et de l'élimination des sesquioxydes sur les caractéristiques Proctor normal d'un sol latéritique (Townsend, 1970)

1.2.2 Sols non saturés

La non saturation des sols est un phénomène fortement lié au climat local et aux conditions environnementales (évaporation, évapotranspiration, etc). On retrouve une forte répartition des sols non saturés dans les zones arides et semi-arides. Les sols non saturés sont généralement les sols compactés constitutifs des ouvrages génie civil en terre (routes, plateformes ferroviaires, barrages en terre, remblais, etc). Ces sols sont susceptibles aux variations volumiques notamment lorsqu'il s'agit d'argiles gonflantes, des sols effondrables et des sols résiduels. Ces sols représentent près de 40% des terres émergées (Habte, 2006). Ils sont rencontrés dans plusieurs projets de génie civil mais leur comportement cyclique est encore peu étudié (Pandya and Sachan, 2015).

Etat de saturation d'un sol

Le sol est constitué de plusieurs phases : phase solide, liquide et gazeuse. La phase solide concerne le squelette déformable composé de grains solides, supposés incompressibles, la phase liquide est constituée d'eau et éventuellement d'air dissout tandis que la phase gazeuse comprend l'air en majorité, de la vapeur d'eau et éventuellement des gaz organiques. La proportion de ces éléments dans le sol non saturé définie ses différents états de saturation. Selon Ruiz (1998) (cité dans (Salager, 2007)) et Geiser (1999), on distingue trois domaines de saturation en fonction de la variation de l'état hydrique du sol (figures 1.30 et 1.32) :

- Le domaine hygroscopique (1) : dans ce domaine, l'eau est adsorbée autour des grains. La phase liquide est discontinue et la phase gazeuse est continue. Le degré de saturation est faible et la perméabilité à l'eau est nulle (figure 1.31). Ce type de structure correspond à la tranche de sol superficielle (s'il n'y a pas de précipitations). L'épaisseur de cette tranche de sol est importante dans les régions arides et semi-arides ;
- Le domaine pendulaire (2) : les deux phases fluides sont continues. L'eau forme des ponts liquides entre les grains. La tension de surface au niveaux des ménisques d'eau inter-granulaires dépend des pressions des deux phases (pression d'air u_a et pression d'eau u_w). C'est dans ce domaine que le phénomène d'hystérésis sur les chemins d'imbibition et de drainage des courbes de rétention d'eau est observé. Le degré de saturation dans ce domaine est intermédiaire. Ce type de structure correspond à la tranche de sol de transition, située entre une zone plus sèche et une zone plus humide. C'est la structure des sols fins compactés;
- Le domaine funiculaire (3) : dans ce domaine, la phase liquide est continue et la phase gazeuse est discontinue (l'air se trouve sous forme de bulles occluses et rend l'eau plus compressible). L'état (4) est un cas particulier du domaine funiculaire qui correspond à l'état de saturation totale pour lequel la phase gazeuse a complètement disparue. La perméabilité relative à l'air est nulle (figure 1.31). Ce type de structure correspond à la tranche de sol située juste au-dessus de la nappe et sous une zone moins saturée dans les sols naturels.



FIGURE 1.30 – Etat hydriques d'un sol. 1 état hygroscopique, 2 état pendulaire, 3 état funiculaire, 4 saturation (Salager, 2007)



FIGURE 1.31 – Perméabilité relative de l'air et de l'eau en fonction de S_r (Briaud, 2014)



FIGURE 1.32 – Profil type des pressions d'eau sous l'effet de l'évaporation, ou de l'infiltration, et évolution du degré de saturation sous l'effet de l'évaporation (Geiser, 1999)

La succion

La succion du sol est définie comme une mesure de l'attraction exercée par le sol sur l'eau interstitielle (Geiser, 1999). Elle peut être également définie comme le potentiel de l'eau pour atteindre une certaine tension d'eau (Briaud, 2014). Elle est la somme de deux composantes : la succion matricielle (ψ_m) et la succion osmotique (ψ_o). La succion totale est exprimée en terme d'humidité relative telle que :

$$\psi_t = \psi_m + \psi_o = -\frac{\rho_w \cdot R \cdot T}{\omega_v} \cdot ln(H) \tag{1.20}$$

Où ψ est la succion totale, H est l'humidité relative, R est la constante des gaz parfaits ($R = 8,31432 \ J.mol^{-1}.K^{-1}$), T est la température en absolue (K), ρ_w est la masse volumique de l'eau (kg/m^3), ω_v est la masse molaire de la vapeur d'eau ($\omega_v = 18,016 \ kg/kmol$).

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéresserons uniquement à l'effet de la succion matricielle que nous noterons :

$$\psi_m = \psi = u_a - u_w \tag{1.21}$$

La succion matricielle est la composante liée au phénomène de capillarité, dû à la différence de pression à l'interface air-eau, dans l'espace porale du sol; c'est le paramètre déterminant des mouvements du fluide dans le milieu poreux du sol (Li, 1999). Elle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol (Trinh, 2011). Elle est égale à la somme de la composante capillaire et de la composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules de sol.

Au contact de la phase liquide, lorsque les phases gazeuse et solide sont présentes, les molécules d'eau développent une tension de surface (tension superficielle) qui tend à contracter la surface de contact (eau/air). Ce phénomène de capillarité qui se produit dans le sol est illustré par la remontée d'une hauteur h_c de l'eau dans un tube de rayon r, placé dans un récipient contenant de l'eau. La surface de la colonne d'eau forme un angle α avec les parois du tube (angle de contact) (figure 1.33).



FIGURE 1.33 – Phénomène de capillarité dans un tube (Briaud, 2014)

La loi de Jurin donne l'expression de la succion matricielle en fonction de la tension de surface telle que :

$$\psi = u_a - u_w = \frac{2.T.\cos(\alpha)}{r} \tag{1.22}$$

Où T est la tension de surface, r est le rayon du tube (r = 0, 5.d) et u_a/u_w sont respectivement les pressions d'air et d'eau.

De cette expression, on constate que la pression de l'air est supérieure à celle de l'eau $(u_a - u_w > 0)$ d'autant plus que r est petit. Et si on considère nulle par convention la pression atmosphérique $(u_a = u_{atm} = 0)$, la succion matricielle ψ devient alors égale à une pression d'eau négative $(u_w = -\gamma_w h_c)$ du fait de la tension gravitaire exercée sur l'eau (Delage and Cui, 2000).

La plupart des travaux depuis le début de la mécanique des sols classique portaient essentiellement sur les sols saturés. C'est seulement autour des années 1960, que plusieurs travaux dont ceux de (Bishop (1959), Bishop and Blight (1963)) sont orientés vers l'étude des sols non saturés. Il en résulte un élargissement du concept de la contrainte effective à ces sols en y intégrant la succion, comme paramètre majeur qui gouverne leur comportement hydromécanique.

Dans le cas des sols non saturés, le concept de la contrainte effective de Terzaghi (1936), qui exprime la contrainte effective (σ') comme une fonction de la contrainte totale (σ) et de la pression d'eau (u_w) est repris par Bishop (1959) (équation 1.23).

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \tag{1.23}$$

Où σ est la contrainte totale, σ' est la contrainte effective, u_a est la pression d'air, u_w est la pression d'eau, χ est le paramètre de Bishop qui dépend du degré de saturation et qui est compris entre 0 et 1; il vaut 1 pour un sol saturé et 0 pour un sol sec.

Toutefois, des vérifications expérimentales, notamment celles de Jennings and Burland (1962), ont mis en évidence des limitations du concept de la contrainte effective de Bishop (1959) en lien avec le comportement volumique des sols non saturés. Par ailleurs, il a été montré que le paramètre χ est une fonction plus complexe qui ne peut dépendre uniquement que du degré de saturation du sol.

Ainsi, pour palier à la difficulté de décrire le comportement des sols non saturés avec une contrainte effective unique, la notion des variables indépendantes a donc été retenue (Delage and Cui (2001), Fredlund et al. (2012), Coussy and Fleureau (2002)). La notion des variables indépendantes est basée sur l'utilisation de la contrainte totale nette (σ^*) (équation 1.24) et de la succion matricielle (équation 1.25) comme les deux variables indépendantes dans l'expression de la contrainte effective de Bishop (1959).

$$\sigma^* = \sigma - u_a \tag{1.24}$$

$$\psi = u_a - u_w \tag{1.25}$$

L'une des approches fondamentales servant à la modélisation du comportement des sols non saturés est celle de la surface d'état. Cette surface décrit tous les états possibles du comportement hydromécanique du sol non saturé dans l'espace (contrainte-déformation-succion). Ce concept est valable uniquement pour les chargements monotones. Les détails sur ce concept, sur le comportement volumique, la résistance au cisaillement et la modélisation élasto-plastique des sols non saturés peuvent être trouvés dans les travaux de Li (1999), Delage and Cui (2001) et Fredlund et al. (2012).

Courbes de rétention d'eau

Introduction

La variation du degré de saturation du sol entraine une variation de succion, notamment lorsqu'il s'agit d'un sol sensible à l'eau. Les courbes de rétention permettent d'estimer les variations de la succion en fonction du degré de saturation (ou de la teneur en eau volumique ou massique) généralement sur la gamme de succions comprises entre $0 \ kPa$ (état supposé saturé) et $10^6 kPa$ (état supposé sec). Elles font une quantification de la capacité de la phase solide des sols à attirer et à retenir de l'eau pour une température donnée. Les courbes de rétention représentent l'influence de la structure et de la porosité du sol à travers l'état de l'eau. Elles peuvent être obtenues en considérant soit un indice des vides constant, soit un indice des vides variable. Lorsque l'indice des vides varie, la teneur en eau seule ou le degré de saturation seul ne suffit pas à décrire l'état du sol. Selon Salager (2007), les courbes de rétention d'eau comprennent trois parties : le domaine funiculaire, le domaine pendulaire et le domaine hygroscopique (figure 1.34a); selon Nikolas et al. (1970) (cités dans (Vanapalli et al., 1996)), ces domaines se réfèrent respectivement à la zone d'effet limite, à la zone de transition et à la zone résiduelle de non saturation.

Les courbes de rétention d'eau peuvent s'obtenir par drainage ou par humidification, en partant d'un sol initialement saturé ou d'un sol initialement sec, l'hystérésis des courbes de rétention d'eau est marquée par la différence des chemins de drainage et d'humidification (figure 1.34a), ce qui montre qu'il n'existe pas de relation biunivoque entre la succion et la teneur en eau (ou le degré de saturation). On distingue d'une part le chemin de drainage ou de désorption qui décrit la diminution de la teneur en eau (ou du degré de saturation) avec l'augmentation de la succion et d'autre part le chemin d'imbibition ou d'adsorption qui décrit le phénomène inverse. Le phénomène d'hystérésis est carcatéristique des milieux poreux comprenant des pores de tailles variables. Selon Briaud (2014), l'hystérésis des courbes de rétention d'eau est due à plusieurs causes : la non-uniformité géométrique des pores individuels, l'angle de contact de l'eau avec les grains durant l'imbibition ou le drainage, la présence d'air occlus, et les effets du retrait/gonflement. Delage and Cui (2000) privilégient la non-uniformité géométrique des pores (connexion en parallèle ou en série) et l'angle de contact comme les causes les plus pertinentes ayant une influence sur l'hystérésis.

L'allure des courbes de rétention d'eau dépend de la minéralopgie du sol et de sa distribution granulométrique, qui est intrinsèquement liée à la ditribution de la taille des pores (Gerscovich and Sayao (2002), Fredlund et al. (2012)). De ce fait, l'allure des courbes de rétention d'eau des sols grenus présente généralement une pente plus marquée qui traduit la vitesse de désorption (ou d'adsorption) plus rapide ; elles sont souvent qualifiées de courbes en "S". Les courbes de rétention d'eau des sols plus fins sont généralement plus aplaties. On note également que les teneurs en eau de saturation pour les sols grenus sont moins importantes que celles des sols plus fins (figure 1.34b). Gerscovich and Sayao (2002) notent que l'allure des courbes de rétention d'eau des sols uniformément gradués et celle des sols bien-gradués sont similaires respectivement à l'allure des courbes de rétention d'eau des sols grenus et à celles des sols argileux.

Par ailleurs, d'autres auteurs ont noté que la compressibilité du sol, l'état de contrainte, l'énergie de compactage, et la structure du sol sont des paramètres qui influencent l'allure des courbes de rétention d'eau des sols fins (Vanapalli et al., 2001). Gerscovich and Sayao (2002) indiquent que le serrage d'un sol (par compactage ou consolidation) induit une réduction du volume des macropores mais a un effet infime ou négligeable sur le volume des micropores. Ce qui cause une augmentation du volume des pores de taille moyenne ou intermédiaire et cela confère donc à la courbe de rétention d'eau une allure plate. La figure 1.35a montre l'influence de l'histoire des contraintes et du mode de préparation sur les courbes de rétention d'eau du sol. La figure 1.35b montre l'influence de la plasticité (minéralogie) et de la granulométrie sur les courbes de rétention.





(a) Caractéristiques d'une courbe de rétention d'eau (Fredlund et al., 1994)

(b) Influence de la distribution granulométrique (Fredlund et al., 2012)

FIGURE 1.34 – Courbes de rétention d'eau



(a) Influence de l'histoire des contraintes et du mode de préparation (Fredlund et al., 2012)

(b) Influence de la granulométrie et de la plasticité (Briaud, 2014)

FIGURE 1.35 – Influence des paramètres sur les courbes de rétention d'eau

Pour ajuster les résultats expérimentaux des essais de détermination des courbes de rétention d'eau du sol, il existe de nombreux modèles. Nous présentons ici quelques modèles courants (tableau 1.13). En général, ces modèles prennent en compte les paramètres tels que la succion d'entrée d'air, la pente de la courbe dans la zone de transition et la teneur en eau résiduelle.

Auteurs	Equations			
Brooks and Corey (1964)	$\Theta_d = \begin{cases} 1 & \text{si } \psi \leq \psi_{aev} \\ \left(\frac{\psi}{\psi_{aev}}\right)^{-\lambda} & \text{si } \psi > \psi_{aev} \end{cases}$	(1.26)		
	Avec $\Theta_d = \frac{w(\psi)}{w_s}$	(1.27)		
	$\Theta_d = \frac{1}{\left[1 + (a_v.\psi)^{n_v}\right]^{m_v}}$	(1.28)		
Van Genuchten (1980)	Avec $m_v = 1 - \frac{1}{n_v} \label{eq:mv}$ Où $n_v > 1$; restriction de Mualem (1976)	(1.29)		
	Ou $m_v = 1 - \frac{2}{n_v}$ Où $n_v > 2;$ restriction de Burdine (1953)	(1.30)		
Fredlund and Ving	$\Theta_d = C(\psi) \cdot \frac{1}{\left\{ ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a_f} \right)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}}$	(1.31)		
(1994)	Avec $C(\psi) = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)}$	(1.32)		
w_s : teneur en eau massique de saturation; w_r : teneur en eau massique résiduelle; $w(\psi)$: teneur en eau massique fonction de la succion ψ ; ψ_{aev} : succion d'entrée d'air; ψ_r : succion résiduelle; λ paramètre d'ajustement du modèle de Brooks et Corey (1964); a_v, n_v et m_v : paramètres d'ajustement du modèle de Van Genuchten (1980); a_f, n_f et m_f : paramètres d'ajustement du modèle de Fredlund et Xing (1994); e : constante de Néper $(e = 2, 71828)$				

TABLE 1.13 – Quelques modèles d'ajustement des courbes de rétention d'eau

Le modèle de Brooks and Corey (1964) est l'un des premiers modèles et l'un des plus connus utilisé pour ajuster les courbes de rétention d'eau. Ce modèle représente la desaturation du sol quand la succion devient plus grande que la succion d'entrée d'air. Les paramètres caractéristiques de ce modèle sont la succion d'entrée d'air (ψ_{aev}) et le paramètre λ qui dépend de la distribution de la taille des pores et donc ayant une influence sur la pente de la courbe de rétention d'eau. A côté de ce modèle, il y a le modèle de Van Genuchten (1980) qui est caractérisé par le paramètre a_v qui est une fonction de la succion d'entrée d'air, n_v est un paramètre lié à la vitesse de désorption dans la zone de transition et m_v est un paramètre qui dépend de la teneur en eau résiduelle. Le modèle de Fredlund and Xing (1994) (cités dans (Fredlund et al., 2012)) est caractérisé par le paramètre a_f qui est une fonction de la succion d'entrée d'air, n_f qui est lié à la vitesse de désaturation du sol (donc à la pente dans la zone de transition) et m_f est une fonction de la teneur en eau résiduelle (il influence la pente de la courbe dans la zone résiduelle de non saturation).

Paramètres influençant les courbes de rétention d'eau

Kawai et al. (2000) ont étudié les effets de l'indice des vides initial sur les courbes de rétention d'eau d'une argile limoneuse. Ils ont fait des essais oedométriques à succion contrôlée et ont montré qu'un chargement appliqué à un échantillon placé initialement à une valeur de succion, produit une migration de l'eau qui devient d'autant plus importante quand la succion dépasse la succion d'entrée d'air. Ils ont noté que plus l'indice des vides initial est grand (volume des pores important), moins la succion d'entrée d'air est importante. Ils ont donc corrélé ces deux paramètres par une fonction de type puissance où la variation de la succion d'entrée d'air est inversement proportionnelle à celle de l'indice des vides (figure 1.36).



FIGURE 1.36 – Influence de l'indice des vides sur la succion d'entrée d'air (Kawai et al., 2000)

Sur le plan succion-degré de saturation $(\psi$ - $S_r)$ l'influence de la densité sèche est marquée par un décalage des courbes de rétention vers la droite pour les courbes obtenues avec des densités sèches initiales plus grandes.

Sur le plan succion-teneur en eau $(\psi - w)$ par contre on remarque que les courbes des sols plus denses ont la teneur en eau de saturation la plus faible mais dans le domaine pendulaire (zone de transition), elles ont une pente plus petite (faible vitesse de désorption ou d'adsoprtion). Villar et al. (2012) ont étudié l'influence de la densité de l'eau sur les courbes de rétention d'eau d'une bentonite compactée. ils ont montré que pour les sols expansifs, l'influence de la densité sèche sur les courbes de rétention, quelque soit la densité sèche initiale, est limité pour des succions inférieures ou égales à 10 MPa, au-delà de cette valeur la densité sèche n'a plus d'effet significatif (figure 1.37). Cela est dû au fait que pour les sols expansifs, dans la gamme des fortes succions (proche de l'état sec), l'eau est retenue par les pores intra-aggrégats, dans lesquels la succion n'est plus gouvernée par les effets de la capillarité mais elle est plutôt influencé par la minéralogie du sol et par la surface spécifique des particules. Jiang et al. (2017) et Chen (2018) ont étudié l'influence de la densité sèche initiale et de la teneur en eau sur les courbes de retention d'eau des sols fins. Ils ont trouvé que dans le plan (ψ -w), avec l'augmentation de la densité sèche initiale, la vitesse de désorption (chemin de drainage) diminue (courbe plus plate avec une pente moins marquée) et la teneur en eau résiduelle augmente (figure 1.38a).

Ng and Pang (2000) ont étudié l'influence de l'histoire des contraintes sur les courbes de rétention d'eau d'un sol volcanique complètement décomposé (argile ou limon légèrement sableux), ils ont montré que les échantillons avec une contrainte normale nette initiale plus grande se comportent comme les sols denses. Leurs courbes de rétention d'eau (chemin drainage-humidification) dans le plan (ψ -w) ont des teneurs en eau initiales plus faibles mais des pentes plus douces (figure 1.38b). Ils ont noté que les échantillons sous les contraintes normales nettes initiales les plus grandes ont des succions d'entrée d'air plus grandes en raison de la présence d'un nombre plus important des pores de petites tailles sous la charge appliquée. Ils ont également montré que la taille des boucles d'hystérésis diminue avec l'augmentation de la charge appliquée.



FIGURE 1.37 – Effet de la densité sèche sur les courbes de rétention d'eau des sols expansifs (Villar et al., 2012)



FIGURE 1.38 – Effet de l'histoire des contraintes et de la densité sèche sur les courbes de rétention d'eau

Techniques de contrôle et de mesure de la succion

Il existe plusieurs techniques destinées au contrôle et à la mesure de la succion. On distingue d'une part les techniques de contrôle qui ont pour but d'imposer une succion voulue à un échantillon de sol afin d'évaluer son comportement à des variations de succions et d'autre part, on distingue les techniques de mesure de la succion. Dans cette partie nous faisons une présentation sommaire de ces techniques. Plusieurs auteurs (Delage and Cui (2000), Fredlund et al. (2012), Li (1999), etc) les présentent en détail.

Les techniques de contrôle :

- Plaque tensiométrique (tensiomètre) : Cette technique consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant en contact d'une pierre poreuse céramique saturée d'eau puis d'y exercer une dépression. On a la technique de contrôle tensiométrique des faibles succions (compris entre 0 kPa et 10 kPa) et celle des fortes succions (dans ce cas, on doit utiliser une pierre poreuse céramique à haute pression d'entré d'air);
- Translation d'axe (surpression d'air) : Quand à l'in-situ les pressions d'eau dans les franges capillaires du sol sont le plus souvent négatives ($\psi = u_{atm} u_w$ avec $u_w < 0$ et u_{atm} négligeable), il est difficile de reproduire cet état en laboratoire en raison des problèmes de cavitation qui arrivent quand on applique des pressions négatives d'eau u_w proches de 100 kPa. La technique de translation d'axe permet donc de reproduire la succion in-situ en laboratoire en imposant une surpression d'air ($u_a > u_{atm}$), à un échantillon de sol, en maintenant constante une pression d'eau (positive ou nulle) de telle sorte que la succion ($\psi = u_a u_w$) devienne positive. Pour cet essai, on dispose d'une cellule étanche à l'air, dans laquelle on place le sol sur une pierre poreuse céramique (à haute pression d'entré d'air) immergée dans un récipient d'eau à la pression

capillaire $\psi = u_a - u_w$. Il est possible d'atteindre des succions de l'ordre de 1,5 MPa avec cette technique;

- *Contrôle osmotique* : Cette technique provient de la biologie et a été adaptée en géotechnique. Elle consiste à placer un échantillon de sol, entouré d'une membrane semi-perméable, dans un mélange d'eau et d'une solution aqueuse de molécules organiques de grande taille de polyéthylène glycol (PEG) (du fait de la grande taille des molécules du PEG, seule l'eau pénètre la membrane perméable). L'échantillon ainsi placé dans ces conditions est soumis à la succion osmotique dont l'importance dépend de la concentration en PEG. Contrairement à la technique de surpression d'air, la succion positive n'est pas générée artificiellement mais ici il s'agit bien d'influencer la pression d'eau négative en gardant la pression d'air égale à la pression atmosphérique comme à l'in-situ. Cette technique permet d'atteindre des pressions de l'ordre de 12 *MPa*;
- Contrôle de phase vapeur : Cette technique est basée sur la loi de Kelvin (équation 1.33). Elle consiste à placer un échantillon de sol dans une enceinte où règne une humidité contrôlée dans un dessiccateur et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre. L'imposition de la succion se fait indirectement par imposition d'une humidité relative à l'échantillon de sol. L'humidité relative de l'enceinte est imposée par une solution saline ou une solution d'acide sulfurique dont la concentration influence la valeur de succion de l'échantillon de sol. C'est une technique simple d'emploi et moins dangereuse. Il est recommandé de l'exécuter dans un milieu à température contrôlée à 20 °C. L'inconvénient de cette technique est la lenteur des échanges par phase vapeur;

$$u_a - u_w = -\frac{R.T}{g.M}.ln(H) \tag{1.33}$$

Où M est la masse molaire de l'eau $(18, 016g.mol^{-1})$ et g est l'accélération de la pesanteur $(g = 9, 81m.s^{-1})$.

Les techniques de mesure :

- Mesure tensiométrique : Cette technique est basée sur la mesure de la pression négative de l'eau sous tension d'un échantillon de sol. Elle peut être appliquée à l'in-situ ou en laboratoire. Pour les mesures in-situ, on utilise un tensiomètre qui est un appareil comprenant un petit réservoir d'eau désaérée avec une extrémité recouverte par une couche de céramique poreuse imperméable à l'air. Le réservoir d'eau est connecté à un manomètre. Le tensiomètre est introduit dans un forage préalablement effectué dans le sol et on mesure la pression d'eau du sol après un temps d'équilibre, quand la pression d'eau du manomètre devient égale à celle du sol. Pour des mesures en laboratoire, on place un échantillon de sol, à la pression atmosphérique et sur une pierre poreuse céramique reliée à un réservoir d'eau puis on soumet l'eau du réservoir à une dépression (uw < 0) qui, à l'équilibre, permet de mesurer la succion du sol. Cette méthode limite ainsi les mesures à 100 kPa. Un système récent de mesure tensiométrique permet de ramener les mesures à 1,5 MPa (Delage and Cui, 2000);
- *Mesure psychrométrique* : Elle consiste à mesurer l'humidité relative à proximité de l'eau interstitielle du sol non saturé pour en déduire la succion par la loi de kelvin (équation 1.33);
- *Papier filtre* : Le principe de la méthode du papier filtre consiste à insérer une triple épaisseur de papier filtre dans un échantillon de sol et d'y laisser passer un certain temps d'équilibre au cours duquel le système formé par les deux éléments doit être protégé de l'évaporation qui peut modifier la teneur en eau de l'échantillon. Une fois l'équilibre atteint, on retire le papier filtre central de l'échantillon de sol (le papier filtre central servant pour la mesure de la succion et les deux autres servant de barrière pour empêcher la pollution du papier filtre central par les grains du sol) et on détermine sa teneur en eau par une pesée au 1/10000*e*. A l'équilibre, on assume que la succion du papier filtre et celle du sol sont égales. A partir de la connaissance de la teneur en eau du sol et de la courbe d'étalonnage du papier filtre, on en déduit la succion du sol.

1.2.3 Comportement mécanique des sols fins sous sollicitation cyclique

Rappels sur le comportement des sols fins sous sollicitation statique

Le comportement mécanique du sol sous une sollicitation statique (ou monotone) résulte de la réponse des phases qui le constituent (eau, particules solides et air) et de leurs interactions; mais aussi des conditions d'essais. En condition de drainage, le chargement statique n'induit pas de développement de surpression d'eau. Le drainage de l'eau et la faible vitesse de chargement permettent la dissipation de la surpression d'eau. Ce qui fait que la contrainte moyenne effective est égale à la contrainte moyenne totale et par conséquent, elles suivent le même chemin de contrainte dans le plan (p' - q). En outre, le drainage de l'eau induit une variation du volume du sol; le comportement volumique du sol étant caractérisé par une contractance ou une dilatance en fonction de son état de consolidation.

Le développement de la surpression d'eau se produit en condition de non drainage du sol. Dans cette condition l'eau n'étant pas drainée, avec le chargement monotone, l'augmentation de la contrainte moyenne totale entraine le développement d'une surpression d'eau et la diminution de la contrainte moyenne effective. Craig (2004) présente de façon plus générale, l'évolution du chemin de la contrainte effective d'un sol fin argileux en fonction de son état de consolidation initial (figure 1.39).



FIGURE 1.39 – Chemin de la contrainte effective ("ESP" pour "Effective Stress Path") et de la contrainte totale ("TSP" pour "Total Stress Path") dans le cas des essais drainés et non drainés (Craig, 2004)

Craig (2004) illustre les différents types de comportement d'une argile lors d'un essai triaxial monotone (figure 1.40). On voit que le développement de la surpression d'eau dépend de l'état de consolidation du sol et des conditions de drainage. Le déviateur de contrainte et la surpression d'eau augmentent, avec le cisaillement pour atteindre des valeurs maximales avant de diminuer ou de devenir quasi-constants. Dans le cas du cisaillement non drainé d'un sol fortement surconsolidé, la dissipation de la surpression d'eau peut évoluer dans les valeurs négatives.



FIGURE 1.40 – Comportement des sols sous différentes conditions d'essai (Craig, 2004)

Hosseini et al. (2017) ont montré que durant la compression statique d'un sol argileux non saturé, en condition de non drainage, il se produit une diminution de la succion matricielle qui est plus importante pour la compression statique pré-cyclique que pour celle post-cyclique (figure 1.41a). La diminution de la succion est attribuée au développement de surpression d'eau durant le chargement non drainé. La figure 1.41b montre que le chargement cyclique induit un niveau de dégradation du sol se traduisant par une diminution de la résistance du sol. Il en résulte que le déviateur de contrainte post-cyclique soit moins grand que le déviateur de contrainte pré-cyclique. La figure 1.41b montre également comment pour une même valeur de succion matricielle initiale, le déviateur de contrainte est plus grand pour le sol placé sous la contrainte totale nette moyenne la plus grande. La même tendance est observée pour la succion matricielle si on considère une valeur constante de la contrainte totale nette moyenne. Cela traduit l'augmentation de la résistance du sol avec la succion matricielle et avec la contrainte totale nette moyenne.

Mun et al. (2016) ont étudié l'influence de la vitesse de cisaillement (de 0, 1 à 150 %/min) et de l'état hydrique du sol sur la résistance au cisaillement non drainée d'une argile peu plastique. Les différents échantillons ont préalablement été compactés statiquement au même indice de vide initial (0, 52) et à des degrés de saturation initiaux différents. Une série d'essais triaxiaux non drainés et non consolidés (UU) ont ensuite été effectués. La résistance au cisaillement est présenté comme la différence entre la contrainte axiale σ_1 et la pression de confinement σ_3 ; elle est donné par l'expression ($\sigma_1 - \sigma_3$) f. Ils ont montré que la résistance au cisaillement non drainé augmente avec la vitesse de cisaillement du fait des faibles surpressions d'eau générées. Ils ont également remarqué une diminution des déformations axiales avec l'augmentation de la vitesse de cisaillement, avant rupture, pour les échantillons avec une teneur en eau du côté sec de l'optimum. Cela montre qu'avec une vitesse de cisaillement rapide, les sols raides se densifient davantage. La figure 1.42 montre la variation de la résistance au cisaillement et du module sécant (valeurs à la rupture) en fonction de la vitesse de déformation axiale.



(a) Comparaison de la variation de la succion matricielle pré-cyclique (noté "M") et post-cyclique (noté "PC") pour les contraintes totales nettes moyennes initiales de 50 et de 150 kPa et pour les succions matricielles initiales de 30 et de 90 kPa



FIGURE 1.41 – Variation de la succion matricielle et du déviateur pré et post-cyclique (Hosseini et al., 2017)



(a) Influence de la vitesse de déformation axiale sur la résistance au cisaillent

(b) Influence de la vitesse de déformation axiale sur le module sécant

FIGURE 1.42 – Influence de la vitesse de déformation axiale sur la résistance au cisaillement et sur le module sécant à la rupture (Mun et al., 2016)

L'effet de la vitesse de cisaillement durant les essais triaxiaux monotones saturés non drainés a également été étudié par Meca (2004). Il a effectué cette étude sur des éprouvettes de sol argileux consolidées (OCR = 1 et OCR = 4). Il a montré que quand la vitesse de cisaillement monotone augmente, le déviateur maximal (et donc la résistance au cisaillement) augmente et la surpression d'eau diminue. La diminution de la surpression d'eau avec l'augmentation de la vitesse de chargement induit une augmentation de la contrainte effective moyenne, ce qui crée une déviation préférentielle du chemin de la contrainte moyenne effective vers la droite pour des vitesses de chargement plus rapides (figure 1.43).



(a) Influence de la vitesse de déformation axiale sur la résistance au cisaillent



(b) Influence de la vitesse de déformation axiale sur le chemin de la contrainte effective moyenne

FIGURE 1.43 – Influence de la vitesse de déformation axiale sur la résistance au cisaillement et sur le chemin de la contrainte effective moyenne (Meca, 2004)

Comportement des sols fins sous sollicitations cycliques

Le chargement cyclique (passage des charges roulantes, séismes, vibrations, etc) peut affecter la résistance et la stabilité du sol (Gluchowski et al. (2015), Pandya and Sachan (2015)). Selon Peralta (2010) (cité dans Shajarati et al. (2012)), le chargement cyclique est défini comme un chargement répété avec une fréquence comprise entre 0 et 1 Hz. Il propose une classification approximative des différents types de chargements répétés (tableau 1.14).

Type de charge- ment répété	Cyclique	Cyclique- Dynamique	Dynamique
Fréquence de chargement	0 à 1 <i>Hz</i>	1 à 10 <i>Hz</i>	> 10 Hz
Type de déformations	Majoritairement plastique	Plastique et élastique	Majoritairement élastiques

 TABLE 1.14 – Classification approximative des différents types de chargements répétés sur les sols (Peralta, 2010).

Li and Selig (1996) affirment qu'il existe un niveau critique des contraintes répétées pour les sols fins. Ce niveau critique correspond à la ligne d'état critique qui délimite le domaine plastique à partir duquel l'accumulation de la déformation plastique devient importante et où la rupture du sol peut avoir lieu. Ils ont aussi noté que la résistance dynamique du sol est généralement inférieure à sa résistance statique (qui correspond au déviateur à la rupture déterminé durant les essais monotones). Yasuhara et al. (1982) précisent que cette différence observée entre la résistance statique et la résistance dynamique est due au fait qu'il se produit un certain degré de remaniement du sol durant les essais de compression cyclique qui vient altérer légèrement la résistance.

C'est depuis les années 1960 que le comportement des sols fins soumis à des sollicitations cycliques à commencer à susciter un vif intérêt. Ces premières recherches ont porté notamment sur l'étude des variations des contraintes moyennes totales et effectives, de l'évolution de la pression d'eau, de la dégradation du module élastique, de la forme des courbes contrainte-déformation et des boucles de contrainte-déformation et le comportement postcyclique (Leal and Kaliakin, 2013). La plupart des études sur le comportement du sol sous sollicitation cyclique concernent le cas des sables (Marta and Jastrzebska, 2014). De plus, elles s'intéressent surtout au comportement saturé des sols.

Pour étudier le comportement cyclique des sols fins, différentes méthodes expérimentales peuvent être utilisées. Notamment l'essai triaxial cyclique, le cisaillement direct cyclique, la colonne résonante, le "bender elements test" (Leal and Kaliakin, 2013). La principale différence entre ces essais réside sur le niveau de déformation propre au sol testé, l'essai triaxial et l'essai de cisaillement direct cyclique étant utilisés pour atteindre le domaine des grandes déformations. L'étude du comportement des sols fins sous sollicitation cyclique, en condition de non drainage, a été effectués par plusieurs auteurs tels que Larew and Leonards (1962), Sangrey et al. (1968). Ces derniers ont ainsi mis en évidence l'existence d'un niveau de contrainte cyclique critique en-dessous duquel le sol ne subit pas de défaillances en dépit du nombre de cycles d'application de la charge, et au-dessus duquel la rupture à lieu (figure 1.44). C'est Larew and Leonards (1962) qui ont défini pour la première fois la notion de niveau critique des contraintes cycliques (ou CSL pour "Critical State Line"). Cette notion a été par la suite démontrée et validée par Sangrey et al. (1968).

Pour prendre en compte le fait que certains sols ont une cohésion apparente ou temporaire, la ligne d'état critique traverse l'origine. La ligne d'état critique est également reprise dans le modèle Cam-Clay où elle est représentée dans le plan de la contrainte effective moyenne et du déviateur (p' - q), passant par l'origine et par le déviateur maximal q_{max} . Lorsque le sol atteint l'état critique, la pente de la droite d'état critique (CSL) est définie par le rapport des contraintes $\eta_R = q_{max}/p'_{max}$, où q_{max} est la résistance déviatorique maximale et p'_{max} la contrainte effective moyenne maximale. Dans le cas du modèle Cam-Clay, il est possible d'inclure la force de cohésion pour modéliser le comportement du sol.



(a) Ligne d'état d'équilibre selon (Sangrey et al., 1968)



(b) Illustration d'un chargement cyclique entre l'état initiale et l'état critique dans le plan de Cambridge (Li et al., 2011)



La théorie de l'état limite est appuyée par la théorie du "*shakedown*" (ou "*adaptation*") (figure 1.45). On peut observer quatre types de comportement d'un sol sous chargement cyclique :

- Le sol a une réponse élastique : dans ce cas, le sol est soumis à un niveau de chargement assez faible, ne permettant pas l'accumulation des déformations plastiques. Le comportement est purement élastique;
- Le sol a une réponse élastique de type "elastic shakedown" : dans ce cas, le niveau de chargement est assez important pour causer une accumulation des déformations plastiques. Le comportement du sol évolue avec l'accumulation des déformations plastiques vers un cycle élastique fermé et non dissipatif (adaptation). A ce moment la réponse élastique du sol est restaurée, sans que les déformations plastiques accumulées ne s'annulent;
- Le sol a une réponse plastique de type "plastic shakedown" : dans ce cas, le comportement du sol évolue avec une accumulation des déformations plastiques vers un cycle fermé dissipatif, où s'annulent les déformations plastiques après un nombre fini de cycles et où le matériau atteint un état stable à long terme. C'est l'état d'équilibre élastique (ou l'accomodation);
- Le sol a une réponse plastique : Augmentation de la déformation résiduelle à chaque cycle jusqu'à la ruine (c'est le rochet).

La théorie du "shakedown" décrit le comportement du sol lorsqu'il atteint l'état d'équilibre élastique, sous sollicitation cyclique (Gluchowski et al. (2015), Shajarati et al. (2012)). Elle fait figure de méthode d'analyse du comportement du sol soumis à des sollicitations variables. Elle peut être utilisée comme critère rationnel pour les hypothèses de conception ou pour la détermination de l'état de la structure sur le long terme (pour un grand nombre

de cycle) (Trinh, 2011).



FIGURE 1.45 – Comportement élasto-plastique des sols sous chargement cyclique selon (Johnson, 1986)

En général, le comportement des sols fins sous sollicitations cycliques est influencé par les conditions d'essais (fréquence, le type de chargement cyclique, niveau de chargement), par la nature du sol et par l'état de contrainte (histoire des contraintes du sol) (Leal and Kaliakin, 2013).

Facteurs influençant le comportement mécanique des sols fins sous sollicitation cyclique

Influence du niveau de chargement

Loh (2011) a mené une série d'essais de compression cyclique à l'aide de l'appareil triaxial, sur des échantillons de kaolinite industrielle ($I_P = 27 \%$). Les différents échantillons ont été reconstitués par consolidation unidimensionnelle, à divers rapports de surconsolidation (valeurs de OCR de 1, 1, 5, 4 et 20). Des essais monotones ont été préalablement effectués pour déterminer la résistance statique du sol et définir le rapport de contrainte cyclique (ou CSR pour "Cyclic Stress Ratio", le CSR dépendant de la résistance statique (q_{max}) et du niveau de chargement appliqué (q_{cyc}) tel que $CSR = q_{cyc}/q_{max}$). Quatre séries d'essais de compression cyclique, en condition saturée et non drainée, ont ensuite été effectuées. Il a été observé que pour des niveaux de chargement inférieurs à la résistance statique (CSR petit), la surpression d'eau et la déformation totale augmentent puis se stabilisent approximativement à partir d'un même nombre de cycles d'application de la charge. A ce moment l'état d'équilibre élastique de contrainte et de stabilisation des déformation axiale. Cet état se traduit par la présence d'une boucle d'hystérésis dans le plan p'-q. Or pour des niveaux de chargement proches de la résistance statique (CSR grand), les éprouvettes atteignent la rupture avec d'importantes déformations (figure 1.46).


FIGURE 1.46 – Variation de la contrainte effective en fonction du déviateur pour l'essai de compression cyclique non drainé effectué sur un échantillon de kaolinite normalement consolidé à 300 kPa (Loh, 2011)

Ansal et al. (2001) ont mené des essais à chargements cycliques non drainés au cylindre creux ("hollow cylinder") sur des échantillons d'argile non remaniés et normalement consolidés, prélevés à 20 m et 70 m de profondeur. Pour mieux évaluer la réponse du matériau aux sollicitations appliquées, ils ont fait une analyse de la dégradation du module de cisaillement (G donné par l'équation 1.34) avec les déformations au cisaillement cyclique. Cette analyse leur a permis de montrer que le comportement des sols fins argileux sous sollicitations cycliques non drainées est caractérisé par trois phases consécutives. Une première phase où le sol a un comportement élastique. Durant cette phase, les niveaux de contraintes cycliques appliqués sont petits et inférieurs au seuil élastique, le niveau de déformation au cisaillement cyclique reste négligeable. Si les niveaux de chargement augmentent de façon à dépasser le seuil élastique, le sol réagira comme un matériau élasto-plastique. C'est la seconde phase. Cette phase est caractérisé par :

- Une dégradation de la structure du sol;
- Le développement de la surpression d'eau;
- L'accumulation des déformations;
- Une détérioration des caractéristiques résistances au cisaillement jusqu'au seuil plastique.

Dès que le seuil plastique est dépassé, le sol entre dans une phase d'écoulement plastique où il développe des déformations irréversibles du fait de la dégradation importante du module dynamique de cisaillement (figure 1.47).

$$G = \frac{E}{2.(1+\nu)}$$
(1.34)

Avec E le module d'Young et ν le coefficient de Poisson.

Selon Ren et al. (2018a), le niveau de chargement est le facteur dominant qui influence l'accumulation de la déformation plastique et le développement de la surpression d'eau sous sollicitation cyclique non drainée. Ils définissent le rapport de contrainte cyclique (CSR) comme le rapport entre la contrainte cyclique appliquée où le niveau de chargement cyclique (q_{cyc}) et la résistance statique non drainée (q_{max}) tels que donnés par l'équation 1.35. Zergoun (1991) indique que l'on peut estimer qu'un CSR est faible si il est calculé avec q_{cyc} plus petit que 0, 5. q_{max} et il est grand dans le cas contraire. L'importance du niveau de contrainte cyclique sur les autres facteurs, telle que la fréquence de charge a également été souligné par Ni et al. (2012) et Li et al. (2011).

$$CSR = \frac{q_{cyc}}{q_{max}} \tag{1.35}$$



FIGURE 1.47 – Dégradation du module de cisaillement cyclique et définition des seuils plastique et élastique d'après Ansal et al. (2001)

Influence de la fréquence de charge sur le chargement cyclique non drainé

L'influence de la fréquence de charge sur le développement et l'accumulation de la surpression d'eau et de la déformation plastique, dans le cadre des essas triaxiaux non drainés, fait encore l'objet de quelques contradictions. En effet selon Ansal and Erken (1989), l'effet de la fréquence est manifeste durant les premiers cycles de chargement. L'amplitude de la déformation axiale et de la surpression d'eau accumulée est plus grande durant les premiers cycles pour les fréquences plus faibles. Avec le prolongement du cisaillement cyclique, l'effet de la fréquence devient négligeable. Ils ont fait cette observation à partir des essais triaxiaux cycliques non drainés et en condition de saturation, sur des échantillons d'argile normalement consolidés. Les essais ont montré que l'effet de la fréquence de charge est plus marqué pour un petit nombre de cycles (jusqu'à 200 cycles) (figure 1.48). Cette observation a été faite par plusieurs autres auteurs tels que Javed (2011), Loh (2011), Li et al. (2011). Un autre exemple est celui de Loh (2011) qui a réalisé des essais de compression cyclique à différentes fréquences, sur des échantillons de kaolinite normalement consolidés à $300 \ kPa$. Les essais ont été également conduits en conditions de saturation et de non drainage. Il a montré que le développement et l'augmentation de la déformation axiale totale est plus importante pour les échantillons cisaillés à la fréquence la plus petite, pour un petit nombre de cycles. Par contre, pour un nombre plus important de cycles, il a constaté que l'amplitude de la déformation axiale totale atteint approximativement les mêmes valeurs obtenues pour la fréquence la plus faible (figure 1.49). La même tendance a été enregistrée pour l'accumulation de la pression d'eau.

L'influence des faibles fréquences de charge sur le développement et l'accumulation de la surpression d'eau et de la déformation axiale est due au fait que pour ces fréquences, la surpression d'eau a le temps de s'égaliser sur toute la hauteur de l'échantillon de sol durant le chargement cyclique, ce qui induit donc une plus grande dégradation du sol. Or pour les fréquences élevées, il faut prolonger la durée du chargement ou le nombre de cycles d'application du chargement pour atteindre l'égalisation de la surpression d'eau ; après quoi le niveau de la déformation axiale se rapproche de celle obtenue pour un chargement à basse fréquence de charge (Sangrey et al., 1977). L'influence des basses fréquences sur la dégradation du sol a été mis en évidence par d'autres auteurs tel que Zhou and Gong (2011). Des auteurs comme Zergoun (1991) précisent qu'une basse fréquence de charge est préférable pour obtenir une bonne égalisation de la pression d'eau dans l'échantillon de sol durant le cisaillement et donc une bonne mesure de ce paramètre. Yasuhara et al. (1982) indiquent que la résistance cyclique non drainée est indépendante de la fréquence et de la durée d'application du chargement. La durée de chargement pour atteindre un certain niveau de déformation axiale est plus courte pour une fréquence de charge plus basse.



FIGURE 1.48 – Effet de la fréquence de charge sur les déformations au cisaillement et la surpression d'eau (Ansal and Erken, 1989)





FIGURE 1.49 – Variation de la déformation totale avec le nombre de cycles d'application de la charge pour différentes fréquences de sollicitation (Loh, 2011)

Par contre pour des auteurs tels que Ni et al. (2012), plus la fréquence de charge est élevée, plus vite le sol atteint la rupture; et cela si le niveau de contrainte cyclique appliqué est assez important (CSR grand). Ainsi pour eux, une fréquence de charge élevée est à l'origine d'une grande accumulation de la déformation axiale et de la surpression d'eau durant le chargement cyclique (figure 1.50).

Toutefois, des nouvelles études ont montré que l'effet de la fréquence de charge sur la déformation et l'accumulation de la pression d'eau dépend du choix des variables représentatives. Selon Ren et al. (2018b), par exemple, on remarquera que la fréquence a une influence sur l'accumulation de la surpression d'eau si pour un même niveau de contrainte cyclique, on joint dans un graphique avec l'évolution de la surpression d'eau en fonction du nombre de cycles pour différentes fréquences de charges. Par contre si on choisit d'utiliser la durée du chargement comme variable en abscisse au lieu du nombre de cycles, on constatera que le développement de la pression d'eau est quasi-indépendant de la fréquence de charge. Ainsi, ces auteurs recommandent de bien préciser la variables utilisée pour l'interprétation des résultats expérimentaux (nombre de cycles, durée d'application du chargement et niveau de contrainte cyclique).



FIGURE 1.50 – Effet de la fréquence de charge sur les déformations au cisaillement et la surpression d'eau (Ni et al., 2012)

Influence du sens de la sollicitation

On distingue la sollicitation cyclique unidirectionnelle ou non-reversible ("one-way cyclic loading") et la sollicitation cyclique bi-directionnelle ou reversible ("two-way cyclic loading") (figure 1.51). Le chargement cyclique unidirectionnel est représentatif de la situation réelle car il est similaire au sens de chargement des massifs de sol (ou des différentes constructions) à l'in-situ; ce qui n'est pas le cas du chargement cyclique bi-directionnel et qui, de plus, induit une dégradation plus rapide du sol.

On distingue donc l'impulsion de compression quand la sollicitation est appliquée dans la même direction que celle des massifs de sol naturels (vers le bas) et l'impulsion d'extension quand la sollicitation est appliquée de façon opposée à la précédente (Zergoun, 1991).



FIGURE 1.51 – Différents types de sollicitations cycliques (Marta and Jastrzebska, 2014)

Influence de la succion

L'effet de la succion sur le chargement cyclique a aussi été étudiée par d'autres auteurs comme (Hosseini et al. (2017), Mojezi et al. (2015) et Soroush and Soltani-Jigheh (2009)). Mojezi et al. (2015) ont étudié l'influence du niveau de la contrainte nette et de la succion sur une kaolinite normalement consolidée et non saturée. Les différents essais ont été effectués en succion contrôlée par la technique de translation d'axe. Les amplitudes de la contrainte nette effective étaient de $100 \ kPa$, $200 \ kPa$ et $300 \ kPa$. Deux niveaux de succions ont été appliqués, $0 \ kPa$ et $150 \ kPa$. Ils ont montré que pour les trois niveaux de contrainte nette effective et le même niveau de

déformation, l'augmentation de la succion (de 0 à 150 kPa) induit une augmentation du module de cisaillement (donc de la rigidité du sol) et une diminution de l'amortissement. Les figures 1.52 et 1.53 montrent cet état de fait. Ces figures présentent les variations des modules de cisaillement et des rapports d'amortissement pour la contrainte nette effective de 300 kPa, lorsque les différents échantillons sont soumis aux niveaux de chargement cycliques (déviateurs cycliques) de 18 kPa, 42 kPa et 81 kPa. Les différents indices représentés sur la figure sont : "S" pour la succion, "M" pour la contrainte moyenne nette et "D" pour le déviateur cyclique.



FIGURE 1.52 – Variation du module de cisaillement en fonction des déformations au cisaillement pour les échantillons placés à différents niveaux de contrainte nette effective de 300 kPa (Mojezi et al., 2015)



FIGURE 1.53 – Variation du rapport d'amortissement en fonction des déformations au cisaillement pour les échantillons placés à différents niveaux de contrainte nette effective de 300 kPa (Mojezi et al., 2015)

Le module de cisaillement (G) est donné par l'équation 1.34 précédente et l'amortissement (D) est calculé par la formule donné par l'équation 1.36.

$$D = \frac{W_D}{4.\pi . W_S} \tag{1.36}$$

Avec W_D la surface de la boucle d'hystérésis et W_S la surface de la triangle hachuré (figure 1.54).

Cet essai met également en évidence l'influence de la succion sur le développement de la surpression d'eau. La figure 1.55 montre que pour le sol sous la succion de 150 kPa, l'augmentation de la surpression d'eau est moins importante que celle de l'échantillon de sol saturé. On observe qu'après 6 heures, les surpressions d'eau pour les échantillons de sol sous la succion de 150 kPa et pour les différents niveaux de déviateurs cycliques, n'atteignent pas 55 kPa et n'ont pas encore atteint le palier de stabilisation contrairement aux échantillons de sol saturés. Ce qui montre que la présence d'air dans le sol non saturé entraîne une accumulation plus lente de la surpression d'eau avec le temps.



FIGURE 1.54 – Détermination de l'amortissement dans l'essai triaxial cyclique (Mojezi et al., 2015)



FIGURE 1.55 – Variation de la surpression d'eau durant le chargement cyclique (Mojezi et al., 2015)

Modélisation des déformations

Le développement de la déformation permanente peut être étudiée par des essais triaxiaux ou par des essais de cisaillement direct sur des échantillons de sol saturés ou non saturés, drainés ou non drainés. La déformation permanente caractéristique qui en résulte peut être décrite par des modèles de prédiction.

Plusieurs modèles de prédiction de déformation permanente dans le cas des sols fins sous sollicitations cycliques sont proposés dans la littérature. Ces modèles sont généralement regroupés en trois catégories souvent basées sur la théorie de l'élastoplasticité. Une catégorie comprenant les modèles numériques ou incrémentaux, une autre catégorie comprenant les modèles mécanique-empiriques, et une troisième catégorie comprenant les modèles théoriques basés sur les modèles de comportement élastoplastique tels que le modèle modifié de Cambridge, le model de surface de charge intégré, le model de surface frontière, etc (Ling et al. (2017), Chai and Miura (2002), Ren et al. (2018a)). Quand les modèles mécanique-empiriques s'obtiennent sur la base des résultats d'essais en laboratoire et in-situ, les modèles numériques et théoriques, bien qu'ils aient l'avantage de produire une meilleure estimation de la déformation permanente, restent difficiles à déterminer en raison du temps de calcul important et du nombre de paramètres à prendre en compte dans le modèle. Dans ce qui suit, nous présenterons quelques modèles de prédiction pour les sols fins. Ils sont récapitulés dans le tableau 1.15. Dans ce tableau, ε_p est la déformation axiale permanente, N est le nombre de cycles, p la contrainte moyenne, q (ou σ_d) est le déviateur cyclique (ou niveau de chargement cyclique), σ_s est la résistance statique du sol et σ_c est la contrainte de confinement.

L'un des modèles de prédiction pionnier, proposé dans la littérature, est celui de Barksdale (1972) (équation 1.37). Plus tard, Monismith et al. (1975) ont changé la forme logarithmique du modèle de Barksdale (1972) en une forme de puissance pour tenter d'obtenir un meilleur ajustement de leurs résultats expérimentaux notamment quand le nombre de cycles devient important (équation 1.38). Wolff and Visser (1995) ont montré que la forme logarithmique et puissance des modèles présentés précédemment sous-estiment la déformation permanente pour les petits nombres de cycles et inversement pour les grands nombres de cycles. Ils ont ainsi proposé un modèle qui donne la déformation permanente comme étant une composition de deux phases dépendant du nombre de cycles

(équation 1.39).

Il existe plusieurs autres modèles de prédiction de la déformation permanente prenant en compte principalement le nombre de cycle d'application de la charge, les autres facteurs influençant le développement de la déformation permanente étant pris en compte par les paramètres d'ajustement des modèles. Toutefois, certains auteurs, ont trouvé plus intéressant de séparer les effets des facteurs déterminants, comme l'état physique du sol, l'état de contrainte et la nature du sol, dans l'expression du modèle.

Des auteurs comme Li and Selig (1996) et Ren et al. (2018a) précisent que pour une meilleure précision dans l'estimation de la déformation permanente, le modèle de prédiction doit prendre en compte l'influence des facteurs principaux tels que les propriétés physiques du sol (teneur en eau, densité sèche, argilosité, granularité, etc), l'état de contrainte (surcharge statique ou dynamique, état de consolidation, fréquence de charge, etc), les conditions de drainage et le chemin de contrainte choisi (rotation de contrainte principale, chargement statique ou répété, etc).

Lekarp and Dawson (1998) ont effectué des essais triaxiaux drainés à chargement répétés sur des sols granulaires pour étudier le développement de la déformation permanente en fonction du nombre de cycle et du niveau de contrainte. Ils ont mis un accent particulier sur l'influence des contraintes. Ils ont trouvé une forte sensibilité des déformations axiales permanentes avec le rapport maximum de contrainte de cisaillement et la longueur du chemin de contrainte. Ils ont montré que si l'on fixe le rapport de contrainte de cisaillement à sa valeur maximale, la déformation axiale permanente augmente avec la longueur du chemin de contrainte jusqu'à une valeur maximale correspondant à l'amplitude du rapport de contrainte maximum appliqué (équation 1.40).

Li and Selig (1996) ont proposé un modèle de prédiction de déformation permanente pour le cas des sols fins constitutifs des plateformes ferroviaires (équation 1.41). Pour ce type de sol dont le comportement mécanique est sensible à son état physique, ils ont proposé une amélioration du modèle de Monismith et al. (1975) qui ne prend en compte que l'effet du nombre de cycle et, de façon très limité, les effets de l'état de contrainte, de la nature et de l'état physique du sol qui sont intégrés dans les paramètres d'ajustement du modèle, A et b. Ils ont donc proposé un modèle dans lequel le paramètre A est explicité. Les effets des différents paramètres déterminants tels que le déviateur de contrainte et la résistance statique du sol sont ainsi mis en évidence. La résistance statique du sol étant intégrée pour prendre en compte de façon indirectement, l'influence de l'état physique (teneur en eau, densité sèche).

En réutilisant le modèle Monismith et al. (1975) qui est à la base déterminé pour les sols granulaires, Li and Selig (1996) montrent ainsi qu'il est possible d'adapter les modèles de prédiction déterminés pour les sols granulaires au cas des sols fins.

Deux autres exemples de modèles sont ceux de Ren et al. (2018a) et de Luo and Ku (2011). Ren et al. (2018a) ont proposé un modèle qui donne un meilleur ajustement des résultats expérimentaux par rapport à celui de Monismith et al. (1975) (équation 1.38). Luo and Ku (2011) ont proposé un modèle qui prend en compte le degré de compactage relatif (équation 1.43).

Auteurs	Expressions		Paramètres considérés
Barksdale (1972)	$\varepsilon_a^p = a + b.log(N) $	(1.37)	a et b sont des constantes
Monismith et al. (1975)	$\varepsilon_p = A.N^b$ ((1.38)	A dépend de la nature du sol, de l'état hy- drique et du niveau de contrainte et b dépend uniquement de la nature du sol
Wolff and Visser (1995)	$\varepsilon_p = (m.N+a)(1-e^{-bN}) $	(1.39)	m, a et b sont des paramètres du modèle
Lekarp and Daw- son (1998)	$ \varepsilon_p(N_{ref}) = a. \left(\frac{q}{p}\right)_{max}^{\mathbf{b}} \cdot \left(\frac{L}{P_0}\right) $ ((1.40)	<i>a</i> et <i>b</i> sont des paramètres, $(p/q)_{max}$ est la rapprot de contrainte maximum et $L = (p^2 + q^2)^{0,5}$ est la longueur du chemin de contrainte et P_0 est une pression de référence
Li and Selig (1996)	$\varepsilon_p = a. \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^m. N^b $	(1.41)	a, b et m sont des paramètres liés à la nature du sol
Ren et al. (2018a)	$\varepsilon_p = \frac{N^b}{a + c.N^b} $	(1.42)	$a = A_1.e^{A_2.CSR}, c = C_1(CSR)^{C_2}, A_1,$ A_2, C_1, C_2 sont des constantes, $CSR = \sigma_d/q_{cu}, b = \alpha.w_R - \beta$ avec $w_R = w/w_L$ où α et β sont des constantes, w_L et w sont respectivement la teneur en eau et la limite de liquidité
Luo and Ku (2011)	$\varepsilon_p = a. \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_c}\right)^m. K^n. N^b $	(1.43)	a, b, m et n sont des paramètres et $K = \gamma_d / \gamma_{d_{max}}$ le degré de compactage relatif

 TABLE 1.15 – Quelques modèles de prédiction de déformation permanente

1.2.4 Bilan sur les sols résiduels tropicaux

Contrairement aux sols sédimentaires encore connus comme les sols transportés, les sols résiduels sont caractérisés par une sensibilité au séchage ou au remaniement, une compressibilité et une résistance liées à l'intensité des liaisons interparticulaires. La contrainte de préconsolidation de ces sols dépend du processus d'altération et ne décrit pas l'histoire des contraintes.

De façon générale, le comportement sous sollicitation cyclique des sols fins est caractérisé par les points suivants :

- Plus grande est la contrainte totale nette initiale, plus grand est le déviateur de contrainte (donc la résistance du sol) pré- et post-cyclique;
- Plus grande est la succion matricielle initiale, plus grand est le déviateur de contrainte (donc la résistance du sol) pré- et post-cyclique;
- Le déviateur de contrainte post-cyclique est inférieur au déviateur de contrainte pré-cyclique. Ce qui fait que la résistance du sol diminue avec le chargement cyclique;
- Il se produit une diminution de la succion du sol durant le chargement cyclique; qui est plus importante quand la contrainte moyenne nette est plus élevée (figure 1.56). Cette diminution explique que la résistance post-cyclique du sol soit inférieure à la résistance pré-cyclique;
- La diminution de la résistance du sol avec le chargement cyclique est aussi influencée par l'évolution de la surpression d'eau. Le développement de la surpression d'eau induit une réduction de la contrainte effective et donc de la résistance du sol;
- Durant le chargement cyclique, l'augmentation de la surpression d'eau est moins importante pour un sol non saturé que pour un sol saturé en raison de la présence d'air dans le sol non saturé ;
- L'augmentation de la succion matricielle induit une augmentation du module de cisaillement (donc de la rigidité du sol) et une diminution de l'amortissement.



FIGURE 1.56 – Variation de la succion matricielle avec le chargement cyclique (essais à chargement cyclique pour les succions initiales de 30 et de 90 kPa et pour les contraintes moyennes nettes initiales de 50 et de 150 kPa) (Hosseini et al., 2017)

1.3 Conclusion

Contrairement aux sols sédimentaires, les sols résiduels ont encore fait l'objet de peu d'études. Il est relevé que l'application directe des principes de la mécanique des sols classique à ces sols peut conduire à certaines erreurs car certains de ces sols sont sensibles au séchage ou au remaniement. La structure et la minéralogie typiques de ces sols ont une influence sur leur comportement mécanique.

En raison des climats dans lesquels ils évoluent, climats tropicaux avec alternance de saisons sèches et de saisons des pluies, ces sols subissent de fréquentes variations hydriques. Ainsi, pour les sols sensibles à l'eau, l'eau influence grandement leur comportement et leurs propriétés. C'est pourquoi il est important de connaître leur comportement dans des états non saturés ou partiellement saturés.

Le comportement de ces sols lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation cyclique (ce qui est le cas lorsqu'ils constituent le matériau de plateforme d'une voie ferrée) et en condition de non saturation est encore peu étudié. Se pencher sur cette question permet ainsi d'apporter des connaissances utiles pour implémenter la gestion et la maintenance des plateformes ferroviaires comprenant ce type de matériau. Surtout que la stabilité du sol de plateforme est autant essentielle que celle de la couche de ballast ou de l'armement de la voie.

Chapitre 2

Caractérisation du sol constituant la plateforme du Transgabonais

Jusqu'à ce jour, aucune étude conséquente n'a été effectuée pour comprendre le comportement mécanique des matériaux constitutifs de la plateforme de la ligne du Transgabonais. La plupart des études effectuées concernent des diagnostics généraux visant à évaluer l'état de la voie mais le comportement mécanique du sol de plateforme dans le contexte d'exploitation (influence de l'état hydrique et du chargement élevé) est encore inconnu. C'est pourquoi l'étude envisagée est d'un enjeu majeur. Avant d'étudier le comportement du sol de plateforme, il faut d'abord effectuer une caractérisation de ce sol afin de connaître ses caractéristiques in-situ et aussi d'étudier leur variabilité.

A cet effet, nous avons effectué des essais in-situ qui ont consisté à la réalisation des essais pénétrométriques et géoendoscopiques sur deux zones instables distinctes. Le but de ces essais est notamment :

- D'évaluer la variabilité de la résistance in-situ du sol de plateforme sur le linéaire des deux zones étudiées;
- D'estimer les épaisseurs de couches et de déduire une coupe de la structure ferroviaire sur les deux zones;
- De disposer des données d'entrée (poids volumique sec et teneur en eau in-situ) pour correler ces paramètres aux paramètres obtenus en laboratoire;
- D'évaluer l'état hydrique du sol de plateforme.

Dans ce chapitre nous présentons dans un premier temps, le contexte général du Transgabonais. Nous présenterons les caractéristiques de la voie, les sollicitations qui s'y exercent et les principales pathologies. Puis nous présenterons la démarche envisagée pour répondre à la problématique de cette étude. Dans un second temps, nous présentons la campagne d'essais réalisée ainsi que l'étude de la variabilité des caractéristiques mécaniques mesurées sur l'ouvrage.

2.1 Cas d'étude

2.1.1 Présentation générale de la voie ferrée Transgabonais

Le chemin de fer Transgabonais est géré par la SETRAG (Socité d'Exploitation du TRansGabonais) qui en a reçu le droit de concession depuis le 01/11/2005 par l'Etat gabonais. La SETRAG créee le 27/06/1997, est une filiale de la COMILOG (Compagnie Minière de l'Ogooué), elle même société du groupe ERAMET (Anguezome, 2006). A l'heure actuelle, la COMILOG est le $2^{ième}$ producteur mondial de minerai de manganèse à haute teneur, elle détient 25 % des réserves mondiales de minerai riche (COMILOG, 2020).

Historiquement, le Transgabonais a été construit pour le transport du manganèse de la province du Haut-Ogooué vers le port minéralier d'Owendo, il assure aujourd'hui également le transport des biens divers (bois, carburant, marchandises) et des voyageurs (figure 2.1). Le Transgabonais a été conçu en deux tronçons : le premier tronçon Owendo-Booué est divisé en deux sections, Owendo-Ndjolé et Ndjolé-Booué inaugurées respectivement en 1978 et en 1983. Le second tronçon Booué-Franceville comprend les sections Booué-Lastourville et Lastourville-Franceville qui ont été toutes deux inaugurées en 1986. Sur son parcours, le Transgabonais dessert 26 gares où la majeure partie du tracé passe dans la forêt équatoriale humide, et à proximité du plus grand fleuve du pays (l'Ogooué). C'est une ligne à voie unique, non électrifiée, longue de 646 km (710 km avec les voies secondaires) avec des rampes ne dépassant pas les 8/1000. Elle est en écartement normal (1, 435 m). La limitation des vitesses est fixée à 100 km/h pour les trains des voyageurs et à 60 km/h pour les trains miniers et les trains de fret. C'est une ligne d'orientation Ouest-Nord-Ouest et Est-Sud-Est (SETRAG, 2013).



(a) Train des voyageurs



(b) Train minier

FIGURE 2.1 – Types de trains circulant sur le Transgabonais

La capacité de la ligne est limitée à environ 14 trains par jour, et par sens. Comme la voie est unique, les croisements se font dans les gares et il n'y est possible que d'y recevoir des trains avec une longueur limitée à 1600 m (SNADT, 2013b).

2.1.2 Caractéristiques de la voie

La ligne du Transgabonais est équipée comme suit (SETRAG, 2017) :

- Elle comprend des longs rails soudés (LRS) de type U50 (50 kg/m) qui sont remplacés progressivement par des LRS de type U60 (60 kg/m);
- Elle est munie de traverses en bois tropicaux de 2, 60 m de longueur, à raison de 1666 traverses au kilomètre. Ces traverses sont progressivement remplacées par des traverses en béton bi-bloc;
- La couche de ballast est constitué de pierres concassées, elle a une épaisseur théorique de 15 cm + 10 cm de gravillon;
- Des attaches élastiques de type RN constituent le système d'attache en alignement droit et en courbe de grand rayon. Elles sont progressivement remplacés par des attaches élastiques de type Nabla, lors du remplacement des traverses;
- Des attaches élastiques sur selles constituent le système d'attache dans les courbes de petits rayons.

Concernant la plateforme ferroviaire du Transgabonais, la coupe théorique du premier tronçon de la voie (Owendo-Booué) est donnée par la figure 2.3. Il s'agit également de la coupe théorique initialement envisagée pour toute la voie. Mais elle a été modifiée par la suite lors de la construction du second tronçon (Booué-Franceville). La voie a été construite suivant les critères UIC de l'époque.

A l'heure actuelle, sur le premier tronçon, la structure ferroviaire se ramène plus à une couche de ballast posée sur la plateforme. Nous ne disposons pas d'informations concernant la structure actuelle du second tronçon. La figure 2.4 fait une comparaison entre la structure actuelle d'une portion du premier tronçon et celle projetée pour des futurs travaux d'aménagements sur cette même portion de voie.













2.1.3 Sollicitation sur la voie du Transgabonais

La ligne ferroviaire Transgabonais supporte la circulation des trains de fret, des trains des voyageurs et des trains miniers. La figure 2.5 montre un exemple de configuration d'un train minier. La SETRAG transporte annuellement une quantité de minerai qui est d'environ 3 à 4 millions de tonnes. Avec 4 trains miniers par jour, dont 2 trains de la COMILOG et 1 train pour chacune des compagnies concurrentes, à savoir la Compagnie Industrielle et Commerciale des Mines de Huazhou (CICMHZ) et la nouvelle Gabon Mining (NGM) qui ont commencé l'exploitation du manganèse en 2011 et en 2013 respectivement. Les caractéristiques des véhicules circulant sur la voie sont données tableau 2.1.



FIGURE 2.5 – Configuration d'un train minier circulant sur la ligne du Transgabonais

Type de véhicule	Locomotive voyageur (JT42)	Locomotive COMILOG (GT42)	Locomotve CICMHZ	Wagon CICMHZ	Wagon CO- MILOG	Voiture voyageur
Tare (t)	129, 6	120,0	150, 0	22,0	20, 8	40,0
Charge utile (t)	-	-	-	78,0	79, 2	6,0
Charge maximale (t)	129, 6	120,0	150, 0	100	100	46
Longueur hors-tampon (m)	20, 2	20, 3	21, 2	9,5	9,5	26,7
Charge linéaire (t/m)	6, 4	5,9	7,1	10,5	10, 5	1,7
Nombre d'essieux	6	6	6	4	4	4
Masse par essieu (t)	21, 6	20,0	25,0	25,0	25,0	11,5
Diamètre de la roue (mm)	1067, 0	-	1050, 0	840,0	-	860,0
Vitesse maximale (km/h)	100,0	60,0	60,0	60,0	60,0	100,0

TABLE 2.1 – Caractéristiques des véhicules circulant sur la ligne Transgabonais

Selon le rapport d'analyse de la SETRAG (2013) qui porte sur les problèmes du Transgabonais, il est indiqué que la charge à l'essieu maximale utilisée lors de la conception de la voie est de 25 t. Ce qui en fait une voie de catégorie E, suivant le référentiel UIC. Selon AFNOR (2015), trois sous-catégories sont possibles pour cette charge à l'essieu, les sous-catégories 4 à 6 qui correspondent respectivement à des charges linéaires de 8 t/m, 8, 8 t/m et de 10 t/m. Le tableau 2.1 montre ainsi qu'il y a une surcharge linéaire des wagons miniers (qui ont une charge linéaire de 10, 5 t/m); ce qui peut induire un effet traumatisant pour la voie.

La "surcharge linéaire" des wagons miniers, quand ils sont chargés au maximum de leur capacité, est due à leur faible empattement. En effet, un empattement plus important aurait contribuer à mieux repartir le poids des wagons sur la voie. La figure 2.6 présente les caractéristiques géométriques d'un wagon minier utilisé par la COMILOG. Les wagons miniers CICMHZ ont des caractéristiques géométriques semblables, à l'exception de l'empattement des bogies qui est de 1,75m.



FIGURE 2.6 - Configuration d'un wagon minier COMILOG

La roue du train induit des contraintes verticales qui se diffusent en profondeur dans le sol de plateforme. Pour calculer ces contraintes, nous utilisons la méthode théorique de Boussinesq (1885). Le calcul de la pression de contact moyenne (traverse/ballast) est donnée en annexe A, dans le cas du Transgabonais. Les contraintes verticales ont été calculées avec les hypothèses suivantes :

- La voie est constituée de traverses en béton bi-bloc;
- La vitesse des trains miniers est de $60 \ km/h$;
- Les wagons ont des roues usées de diamètre 850 mm.

Dans ces hypothèses, nous avons tenu compte des traverses en béton bi-bloc car c'est ce type de traverses qui sera présent sur la voie au lieu des traverses en bois. Nous avons également considéré que les roues des wagons miniers sont usées pour augmenter l'effet du facteur d'impact. Le diagramme de diffusion des contraintes verticales obtenu est donné figure 2.7.



FIGURE 2.7 – Diffusion des contraintes verticales, à partir de la base de la traverse lorsque la charge maximale à la base du rail est de 50 % et de 39 % : cas du Transgabonais

La fréquence de charge du train est calculée en considérant ses caractéristiques géométriques, suivant l'équation 2.1. On peut déterminer la fréquence de charge des essieux et celle des bogies des différents véhicules. Les valeurs de fréquences de charge pour les trains miniers COMILOG sont données tableau 2.2. Nous pouvons remarquer que la fréquence de charge la plus élevée est celle des essieux. Selon Costa et al. (2017), la fréquence de charge de 9 Hz correspond bien à celle des essieux des trains de fret circulant à une vitesse comprise entre $60 \ km/h$ et 70 km/h. La fréquence de charge des essieux des trains miniers COMILOG, pour des vitesses comprises entre $30 \ km/h$ et $60 \ km/h$, est dans la gamme 4, $6 \ Hz$ et 9, $3 \ Hz$.

$$f = \frac{V}{L} \tag{2.1}$$

Où V est la vitesse du train $(m.s^{-1})$ et L est la distance entre deux éléments considérés (roue ou bogie) (m).

		1	
	Entraxe (m)	Vitesse (m/s)	Fréquence de passage (Hz)
	Locomotive		
Essieux	1, 8	16, 7	9, 3
Bogies	12, 6	16, 7	1, 3
Bogies consécutives des deux locomotives	9, 9	16,7	1,7
	Wagon		
Essieux	1,8	16,7	9, 3
Bogies	6, 2	16, 7	2,7
Bogies de deux wagons successifs	4,0	16,7	4,2

TABLE 2.2 – Valeur des fréquences de charge des différents véhicules

Selon certaines études, dont celle de Priest et al. (2010), pour un train en mouvement sur une voie ferrée, on distingue la fréquence de charge de l'essieu, celle du bogie individuel et celle de la paire de bogie (les deux bogies extrêmes des wagons consécutifs). Ils ont montré que l'onde de vibration due au passage de l'essieu est dominante jusqu'à 78 cm en profondeur puis se dissipe pour laisser place à celle des bogies et des paires de bogies. Cela pour un train de fret roulant à une vitesse moyenne de 50 km/h et comprenant des wagons de 20 t et 26 t de charge à l'essieu. Dans notre cas, nous pouvons supposer qu'avec un chargement à l'essieu plus lourd (25 t/essieu au minimum) et une vitesse plus élevée de 60 km/h, l'onde de vibration de l'essieu peut aller au-delà de 80 cm de profondeur.

2.1.4 Pathologie et maintenance du Transgabonais

La ligne ferroviaire a été construite dans un contexte géomorphologique et geologique influencé par la présence de la forêt équatoriale et par le climat local. Il en ressort un comportement variable du sol de plateforme. Ces différences ont été mis en évidence après la mise en service de la première section de la voie (Owendo-Njdolé). Sur cette section, la qualité de la structure ferroviaire s'est rapidement dégradée. Des portions de voies comprises dans cette section, ont rapidement été caractérisées de zones instables (ZI). Les ZI ont un linéaire total d'environ 18 km, répartis sur les 150 premiers kilomètres de la voie (section Owendo-Ndjolé). Sur ces zones, les contraintes de maintenance sont accrues. Elles concernent généralement le remplacement du matériel défectueux (rails, traverses, attaches, etc) et le traitement de la géométrie de la voie (par bourrage-dressage).

Les problèmes d'instabilité avaient été observés pour la première fois, au cours de la visite d'expertise de 1983 de la SNCF (SETRAG, 2013). Ces problèmes concernent généralement les tassements différentiels et les pertes de portance. Il a été démontré une non-conformité du dimensionnement de la structure ferroviaire selon les règles UIC de l'époque. Il s'en ai suivi alors une modification des critères théoriques de conception du second tronçon de la ligne, qui n'était pas encore construit. La ligne avait alors été considérée comme ayant deux tronçons de conception différente. Les observations de la visite d'expertise de 1983 concernant l'état de la structure ferroviaire sont les suivantes :

- Il a été observé une variabilité de l'épaisseur de la couche sous-ballast (entre 10 cm et 20 cm). Le fait que cette couche ait été constituée de matériaux mal gradués (gravillon 5/25), cela a favorisé la migration des gravillons constitutifs de cette couche vers la couche de ballast. Ce mélange avait donc pour effet de réduire l'élasticité du ballast, les espaces entre les grains de ballast étant occupés par les gravillons;
- La couche de fondation est constituée de latérites avec un certain pourcentage de fines (5 à 25 %). Elle repose directement sur la plateforme sans interposition d'une couche de transition ou d'un géotextile;
- La couche de forme est constituée de graveleux latéritiques compactés à 95 % de l'OPM. Dans le cas des ouvrages en déblai, une substitution de matériaux de fond de déblai était nécessaire si la portance du matériau en place était jugée insuffisante (ce qui n'était jamais le cas en saison sèche). Le matériau de substitution était généralement des limons superficiels ou des argiles graveleuses. Dans le cas des remblais le matériau en place, non sélectionné était compacté à 90 % de l'optimum Proctor modifié (OPM) sur les 50 derniers centimètres.

Les modifications apportées pour la conception du second tronçon, selon les critères de l'Union Internationale des Chemins de fer (UIC) de l'époque, concernent notamment la modification des épaisseurs de purges :

- En remblai, l'épaisseur de la sous-couche (couche de sous-ballast et couche de fondation) est ramenée de 25 à 40 cm;
- En déblai, le décaissement est réalisé sur 0,40 m en moyenne sinon sur 1,50 m dans les cas défavorables ;
- Les matériaux de substitution, comme le corps du remblai compacté à 90 %, sont constitués de graveleux latéritiques de moindre qualité que ceux de la couche de forme.

Aujourd'hui, la structure ferroviaire se ramène plus à une couche de ballast posée sur la plateforme. La couche sous-ballast a été supprimée. La couche de fondation est d'une épaisseur variable, voire quasi-nulle par endroit.

Il a été relevé que la majorité des pathologies sur les ZI concernent les ouvrages en déblai. Ces problèmes sont généralement liés aux défauts de portance de plateforme dus à un mauvais drainage. Cela induit une exposition du matériau argileux de plateforme à l'eau, surtout que les zones concernées se trouvent dans une région chargées en cours d'eau (bassins des fleuves Ogooué et Komo) et enregistrant une pluviométrie intense par rapport aux autres régions du pays. Par ailleurs, la présence de la forêt équatoriale ne permet pas au sol de sécher rapidement après la saison des pluies qui est trois fois plus longue que la saison sèche dans cette région du pays. Pour ces raisons, les conditions hydrogéologiques et hydrologiques sur les ZI sont réputées mauvaises.

Du point de vue géologique, les ZI sont situées en majorité (environ 90%) sur les terrains appartenant à la formation de Kango. Cette formation appartient au groupe de Cocobeach situé dans le Bassin Intérieur du Gabon (figure 2.8). Ce Bassin a été formé durant les périodes pré à syn-rift, toutefois l'évolution du Bassin s'est poursuivi pendant la période post-rift. Le groupe de Cocobeach, d'âge néocomien à barrémien se caractérise par l'alternance des sédiments plus ou moins fins (marnes, argilites et grès) et plus ou moins carbonatés déposés dans un environnement fluviatile à lacustre puis consolidés par un processus de diagénèse. Ces dépôts comblent la fosse d'effondrement formée durant le rifting. Un épisode de surrection durant le barrémien supérieur a porté à l'air libre les séries du Bassin Intérieur engendrant ainsi leur érosion partielle (DGMG, 2009). Selon le constat fait par la SETRAG, le sol rencontré dans les zones instables est identifié comme une altérite pélitique.

Du point de vue géomorphologique, le Bassin Intérieur sur lequel se situent les zones instables est une région qui est dans l'ensemble aplanies en-dessous de 200 m d'altitude, avec une faible épaisseur générale des sols. Le paysage est marqué par la présence de nombreux cours d'eau (lacs, lagunes, delta du fleuve Ogooué) (Martin et al., 1981).



FIGURE 2.8 - Localisation des zones instables (SETRAG, 2017)

En plus de l'érosion partielle qu'ont subit les séries du Bassin Intérieur durant l'épisode de surrection, il est important de noter que le décaissement réalisé durant les travaux de construction des ouvrages en déblai sur les zones étudiées ont induit une décompression supplémentaire du sol et une exposition de celui-ci aux conditions atmosphériques. Ainsi avec l'alternance des saisons pluvieuses et des saisons sèches durant des années, le matériau affleurant a davantage subit des modifications de son histoire géologique.

En plus de l'influence de l'environnement et de la nature du sol de plateforme, l'augmentation de la charge à l'essieu à 28 t et la mauvaise répartition de cette charge contribuent à solliciter fortement la voie. Alias (1984) a noté que les très lourdes charges (25 à 32 t) sont assez agressives et conduisent généralement à de graves problèmes de tenue de la voie. On note que les déflections de la voie sur les ZI dépassent souvent les tolérances admises (figure 2.9). Les mesures des défauts de voie sur la ligne du Transgabonais sont effectuées par la voiture EMH80 (figure 2.10).





(a) Exemple de diagnostic d'une portion de zone instable qui montre que les paramètres géometriques rélevés dépassent les seuils admissibles

(b) Exemple de diagnostic d'une portion de voie en bon état

FIGURE 2.9 – Mesure globale des défauts de géométrie effectué à l'aide de la voiture d'enregistrement de la géométrie de la voie ferrée EMH80 de la SETRAG (les tolérances pour le nivellement longitudinal et pour le gauche sont de $\pm 12 mm$ et de $\pm 10 mm$ pour le dévers)



FIGURE 2.10 – Voiture EMH80

A l'heure actuelle, la problématique des zones instables devient de plus en plus préoccupante en raison de la dégradation avancée du sol de plateforme. Il a été observé que ces problèmes concernent en majorité les ouvrages en déblai et en profil rasant (SETRAG, 2013). La présence des zones instables sur le premier tronçon de la voie ferrée nécessite de prendre des précautions de sécurité pour réduire les risques de déraillement qui sont assez élevés sur ces zones. Pour tous les trains, il est recommandé d'abaisser leurs vitesses de circulation à la traversée des ZI, jusqu'à 20 km/h ou 30 km/h. On note également que les mécanismes de défaillance courants sur ces zones sont les poches de ballast, la rupture progressive par cisaillement et la remontée de fines. Plusieurs déraillements de trains miniers ont été enregistrés sur les ZI (figure 2.11). Ce qui a conduit la SETRAG a effectuer de nombreux travaux d'assainissement et de réparation pour réduire ces déraillements.



FIGURE 2.11 – Déraillement d'un train minier proche de Ndjolé

2.1.5 Problématique liée aux zones instables

Sur les 150 premiers kilomètres de la voie ferrée, Transgabonais, des problèmes de défaut de portance de la plateforme sont enregistrés. Ces problèmes mettent en cause la nature du sol de plateforme et son état hydrique élevé mais aussi l'agressivité du trafic comme facteurs aggravants. Selon SETRAG (2013), les épaisseurs adoptées à la construction sont insuffisantes par rapport au trafic actuel et aux recommandations UIC. La problématique de la voie ferrée Transgabonais soulève donc un certain nombre de questions auxquelles nous tenterons de répondre dans ce mémoire.

2.1.6 Discussion et démarche proposée

L'état de l'art mené sur les zones instables a mis en évidence que :

- Il n'y a pas de contrôle ou de maîtrise des zones instables;
- Il n'y a pas d'études préalables ayant mis en évidence les facteurs concourants à la réalisation des défaillances ;
- Il y a un manque de connaissances sur le comportement mécanique du matériau pélitique constituant le sol support;
- Il y a un manque de connaissance sur la contribution des éléments constitutifs des ouvrages sur les défaillances (talus, sol support, etc);
- Il n'y a aucun moyen de prédire la formation d'une zone instable;
- Il n' y a pas de méthodologie de diagnostic ou de suivi des déformations adaptée au sol de plateforme.

Sur cette base, nous avons tiré trois principaux questionnement :

- Peut-on prédire la formation d'une zone instable ?
- Quelle est l'influence de l'augmentation de la charge à l'essieu sur les déformations du sol de plateforme ?
- Quelle méthodologie et quel outil de diagnostic peuvent etre adaptés pour le diagnostic de la voie ferrée Transgabonais ?

Ces questions permettent de distinguer un enjeu scientifique et un enjeu industriel :

Problématique industrielle

L'enjeu pour la SETRAG (entreprise en charge de l'exploitation et de la maintenance de la voie) est de :

• Développer une méthodologie de diagnostic et de suivi de la voie permettant d'identifier les zones instables et de prédire leur formation;

• Proposer des solutions de confortations et/ou de réparation de ces zones en vue d'améliorer le service rendu et d'augmenter les charges à l'essieu et la fréquence (ou la vitesse) des trains miniers.

Problématique scientifique

- Caractériser le comportement des sols fins non saturés soumis à une sollicitation cyclique;
- Identifier leurs caractéristiques en place à l'aide d'un outil de diagnostic adapté;
- Relier les propriétés in-situ et en laboratoire pour estimer son comportement mécanique.

Démarche

Pour répondre à cette problématique, la démarche suivante est proposée (figure 2.12).



- Hiérarchisation du niveau de risque des tronçons en fonction de l'importance des déformations du sol;
- Prise en compte de la variabilité in-situ;
- Optimisation des solutions de traitement et de renforcement de la plateforme.



Cette démarche repose sur la détermination d'un modèle de prédiction de la déformation permanente du sol de plateforme, avec prise en compte du niveau de chargement, du degré de saturation du sol et du poids volumique sec comme paramètres prioritaires. Des essais complémentaires, en laboratoire et à l'in-situ, permettront de déterminer et de vérifier ce modèle, mais aussi de spécifier des niveaux de déformations critiques du sol de plateforme. Ainsi, on pourra estimer la déformation du sol, à l'aide du modèle de prédiction, et la hiérarchiser en fonction des domaines critiques. Cette démarche permettra ainsi d'assoir la méthodologie visée et d'optimiser la maintenance de la voie.

2.2 Caractérisation in-situ

2.2.1 Choix des sites

A l'heure actuelle, on compte un total de trente-sept zones instables dont trente-quatre sur le parcours Ntoum-Ndjolé. Les zones instables ont généralement une longueur comprise entre 40 m et 400 m. Dans le cadre des travaux de recherche effectués, nous avons choisi comme sites expérimentaux, les zones instables 7 et 11 (tableau 2.3). Ces deux zones sont situées dans le canton Andem-M'bel. Le choix de ces zones est justifié par les points suivants :

- Ces zones sont localisées sur la formation de Kango (terrain de Cocobeach) où sont concentrées environ 90% des zones instables. Ces terrains sont constitués en général de marnes, argilites, grès;
- Sur les zones choisies les sols sont classés comme matériaux de classe A3 et A4 au sens du référentiel AFNOR (1992a), donc considérés comme matériaux de qualité S0 (sols impropres à toute utilisation d'in-frastructure). Par ailleurs ce sont des matériaux pour lesquels nous disposons de peu d'informations sur leur comportement.



La situation géographique de ces deux zones est donnée plus en détail figure 3.10.

FIGURE 2.13 – Localisation des zones instables étudiées (avec le tracé de la voie ferrée en noir)

	Zone 7	Zone 11
Début de zone par rapport à Owendo	km 59 + 673	$km \ 61 + 300$
Fin de zone par rapport à Owendo	km 59 + 840	$km \ 61 + 500$
Longueur	167 m	200 m
Type d'ouvrage	Déblai	Transition déblai-remblai
Profil de la voie	Alignement droit	Alignement droit

 TABLE 2.3 – Présentation des deux zones d'étude

2.2.2 Description des sites

La portion de voie étudiée étant située dans une zone non urbanisée et du fait de l'absence d'équipements météorologiques à proximité, nous nous reportons donc sur les données météorologiques nationales pour présenter le contexte climatique des zones étudiées. De sa position, de part et d'autre de l'équateur, le Gabon est au cœur du domaine équatorial caractérisé par une humidité relative élevée, une chaleur constante et des précipitations abondantes :

- Une température moyenne annuelle oscillent entre 23 et 29 ° C, avec des minima en juillet et des maxima entre mars et avril;
- Une humidité relative moyenne annuelle qui varie par endroit entre 79 et 86%;
- Des précipitations moyennes annuelles variant de 1400 à 3500 mm par région. On observe une décroissance de la masse pluvieuse du littoral (Ouest) vers l'intérieur du pays (Est) et du Nord vers le Sud.

Sa situation géographique confère au pays un régime pluviométrique bimodal pour lequel on distingue une saison pluvieuse et une saison sèche où la pluviométrie est quasi-nulle. Mais du fait des phases de récession et de recrudescence enregistrées durant la saison pluvieuse, on sépare donc le régime pluviométrique en quatre saisons climatiques :

- Deux saisons sèches dont la grande saison sèche pour laquelle la pluviométrie est quasi-nulle (juin à août) et la petite saison sèche où des précipitations peuvent être manifestes. La petite saison sèche correspond à la période de récession des pluies durant la saison pluvieuse (décembre à janvier);
- Deux saisons pluvieuses dont la grande saison pluvieuse marquée par une recrudescence des pluies (septembre à décembre) et la petite saison pluvieuse avec des pluies moins abondantes (février à mai).

Les variations des paramètres météorologiques sur le territoire gabonais s'expliquent par la présence de trois régions climatiques (figure 2.14). La région de l'Estuaire, où sont localisées la plupart des zones instables (dont les zones étudiées), est couverte par le climat équatorial de transition de la zone centrale. Il s'agit de la région où l'on enregistre les plus importantes précipitations avec une saison des pluies la plus longue de l'année par rapport à la saison sèche. Les températures et l'ensoleillement y sont parmi les plus élevés du pays. La figure 2.15 présente la variation annuelle des précipitations et de la température moyenne à Libreville. Ces valeurs sont approximativement les mêmes que dans les zones que nous étudions.



FIGURE 2.14 – Pluviométrie et région climatiques du Gabon (adapté de SNADT (2013a))



FIGURE 2.15 – Variation de la pluviométrie et de la température à Libreville, situé à la région de l'Estuaire, à une cinquantaine de kilomètres des zones étudiées (données tirées de wofrance (1999-2020))

Une campagne d'essais a été menée entre le 28/02/2018 et le 06/03/2018 en vue de réaliser des essais de caractérisation in-situ et afin de prélever des échantillons du matériau constituant la plateforme pour caractérisation en laboratoire. Cette campagne d'essais s'est effectuée au Gabon durant la petite saison sèche, qui correspond à une période de baisse des précipitations entre la fin du mois de décembre et le début du mois de mars.

Zone 7

La zone 7 est située à 3 km de la gare d'Andem, dans le sens Owendo-Franceville. Elle s'étend le long d'un déblai sur 167 m. La hauteur moyenne du déblai est d'environ 2, 5 m et la plateforme est en alignement droit avec une largeur approximative de 10 m (entre les deux talus). L'ouvrage comprenait initialement deux fossés terre au pied de chaque talus, mais suite à des travaux de maintenance le fossé terre de la file droite (sens Owendo-Franceville) a été refermé (figure 2.16). On note également que le fossé terre de la file gauche est rempli d'eau et encombré par endroit de terre et de débris de végétaux. C'est notamment au début de la zone instable que l'on observe de l'eau en surface (dans le fossé de la file gauche et au pied du talus de la file droite). Le sol présent (à partir de l'arase de terrassement, sur près de 2 m de profondeur) est surtout pélitique et se présente comme de l'argile bariolée de couleur jaune brun.



(a) Vue d'ensemble de la zone



(b) Carottage



Zone 11

La zone 11 est située à 5 km de la gare d'Andem (sens Owendo-Franceville). Elle s'étend sur 200 m, c'est une zone de transition déblai-remblai. Le déblai comprend deux fossés terre situés aux pieds des talus, et dans lesquels s'écoulent normalement les eaux. Le déblai a approximativement une hauteur de 2, 5 m. Sur cette zone on observe également la présence d'altérite pélitique. Les fouilles faites à la pelle hydraulique ont permis de se rendre compte de la présence d'un mélange de deux types d'argiles bariolées : une argile jaune brun (de l'arase de terrassement jusqu'à environ 1, 80 m de profondeur) et une argile de couleur verdâtre (après 1, 80 m de profondeur, sous l'arase de terrassement). Les détails de la zone 11 sont donnés à la figure 2.17. Nous avons prélevé une partie de l'argile jaune brun qui s'étend sur 1, 80 m d'épaisseur. De plus ce matériau correspond à une partie importante du sol support. L'argile verdâtre se situant plus en profondeur, où les contraintes verticales induites par le trafic ont peu d'effet, n'a pas été prélevée.



(a) Vue d'ensemble de la zone



(b) Carottage

FIGURE 2.17 – Description de la zone 11

2.2.3 Prélèvement d'échantillons de sol

Sur chaque zone, nous avons effectué des puits de prélèvement à proximité de la voie, la description de ces puits est donnée à la figure 2.18 et tableau 2.4. Les profondeurs notées P1 à P3 représentent les profondeurs de carottage.



FIGURE 2.18 – Description du puits de prélèvement

Profondeur	Zone 7	Zone 11
$\begin{array}{ccc} Profondeur & P1 & (m) \\ (Boîte B1) & \end{array}$	0,70	0,60
$\begin{array}{ccc} Profondeur & P2 & (m) \\ (Boîte B2) & \end{array}$	1,00	1,00
Profondeur P3 (m) (Boîte B3)	1,20	1,20
Fond de fouille (m)	1,70	1,80
Distance voie-puits $d(m)$	2,40	2,40

 TABLE 2.4 – Profondeurs de prélèvement sur les deux zones

Dans chaque puits, nous avons effectuer les tâches suivantes :

- Des prélèvements à la boîte pour disposer d'échantillons intacts pour la réalisation des essais de compressibilité et de gonflement mais aussi pour la détermination de la teneur en eau naturelle (figure 2.19a). Les boîtes utilisées sont en acier; elles sont munies de bouchons en plastique en polyéthylène haute densité (PEHD). Après prélèvement, les boîtes ont été scellées dans des sacs plastiques puis dans une enceinte étanche isotherme (glacière). Au total, nous avons prélevé trois échantillons à la boîte sur chacune des zones;
- Des prélèvements d'échantillons remaniés dans des sacs en plastique (figure 2.19b). Durant les fouilles, nous avons mis de côté le matériau situé sur les 50 premiers centimètres à partir de l'arase de terrassement et nous avons récupéré les échantillons situés en-dessous de cette profondeur. Car sur les deux zones que nous avons choisis, la SETRAG envisage de retirer le matériau de plateforme sur un peu plus de 50 cm, à partir de l'arase, pour construire une structure d'assise. Nous avons récupéré plus de 200 kg sur chacune des zones (quatre sacs d'environ 60 kg). Dans le cas de la zone 11, nous avons pris soin de ne pas mélanger l'argile jaune-vert situé en fond de fouille avec l'argile jaune brun. Ces échantillons serviront pour la réalisation des essais en laboratoire, notamment pour les essais de détermination des courbes de calibration qui nécessitent une quantité importante de matériau.



(a) Boîte de prélèvement

(b) Conditionnement du matériaux foisonné

(c) Arrivée d'eau dans le puits de prélèvement de la zone 7

FIGURE 2.19 - Prélèvement des échantillons de sol sur les zones étudiées

Dans le cas de la zone 7, durant les fouilles nous avons constaté qu'il existe un chemin préférentiel d'écoulement transversal venant du talus, et qui s'écoule dans le puits. L'écoulement se situe à 30 cm à partir de l'arase des terrassements. S'ajoute à cela une arrivée d'eau en fond de puits, lorsque l'on approchait le fond de fouille (figure 2.19c). Le matériau récupéré dans les boîtes de prélèvement de cette zone était donc très imbibé d'eau.

Les essais en laboratoire se sont effectués en deux phases. La première phase s'est déroulée au Gabon et consistait uniquement à déterminer la teneur en eau naturelle du sol de plateforme durant la période d'essais in-situ. La seconde phase, qui est la plus importante, s'est déroulée quelques semaines plus tard, en France. Au cours de la première phase d'essais en laboratoire, ce sont les échantillons intacts prélevés à 1, 0 m sous l'arase (boîte B2 pour la zone 7 et boîte B5 pour la zone 11) qui ont été utilisés. Durant la seconde phase d'essais en laboratoire, nous avons ainsi déterminé les teneurs en eau initiales avec les échantillons présents dans les boîtes restantes (B1 et B3 pour la zone 7; et B4 et B6 pour la zone 11). Les valeurs de teneur en eau obtenues pour les différentes profondeurs sont assez proches. Le profil de variation de la teneur en eau naturelle dans les puits de prélèvement est donnée figure 2.20. Les valeurs de degré de saturation et de poids volumique sec associées sont données dans les tableaux 2.5 et 2.6.



FIGURE 2.20 – Profil de la teneur en eau naturelle suivant les résultats obtenus à partir des boîtes de prélèvements (profondeur à partir de l'arase de terrassement)

<i>z</i> (<i>m</i>)	$\begin{pmatrix} w_{nat} \\ (\%) \end{pmatrix}$	$_{(kN/m^3)}^{\gamma_d}$	е	$\begin{array}{c} \gamma_{sat} \\ (kN/m^3) \end{array}$	
0,70	41,3	14, 3	0,88	20, 3	
1,00	46, 2	-	-	-	
1,20	47,4	12,4	1,18	18,3	
z : profondeur sous l'arase des terrassements, w_{nat} : teneur en eau naturelle α_{nat} : poids volumique sec in situ α_{nat} indice des vides in situ					

 γ_{sat} : poids volumique see in-situ, e : indi γ_{sat} : poids volumique saturé

TABLE 2.5 - Caractéristiques du sol dans les puits de prélèvement de la zone 7

<i>z</i> (<i>m</i>)	w_{nat} (%)	$\gamma_d \ (kN/m^3)$	е	$\gamma_{sat} \ (kN/m^3)$		
0,60	37, 7	13, 2	1,05	18,1		
1,00	41, 6	-	-	-		
1,20	41, 6	11, 6	1,34	16, 4		
z : profondeur sous l'arase des terrassements, w_{nat} : teneur en eau naturelle, γ_d : poids volumique sec in-situ, e : indice des vides in-situ, γ_{sat} : poids volumique saturé						

TABLE 2.6 – Caractéristiques du sol dans les puits de prélèvement de la zone 11

Caractérisation in-situ

Les valeurs de poids volumiques secs in-situ (γ_d) présentés dans les tableaux 2.5 et 2.6 ont été calculés en fonction de γ_{sat} et de w_{nat} . Les valeurs de γ_d montrent que sur les deux zones, le sol de plateforme situé à 0, 60 m ou 0, 70 m est plus dense que celui situé à 1, 20 m. Nous attribuons cette tendance au fait que la partie supérieure des terrassements a subit l'effet du compactage non seulement durant la construction de la voie mais éventuellement durant les travaux de maintenance accrus sur ces zones.

Les teneurs en eau naturelles ont été déterminées par séchage à l'étuve, à une température de $105 \,^{\circ}C$. A cette température, certains sols tropicaux libèrent de l'eau cristallisée qui fausse la mesure de la teneur en eau. C'est pourquoi, nous avons vérifié que les matériaux étudiés ne sont pas sensibles au séchage. Pour cela, nous avons effectué d'autres essais en laboratoire pour comparer les variations des teneurs en eau des échantillons de sol soumis à des séchages à températures variées : à une température forte de $105 \,^{\circ}C$, à une température douce de $40 \,^{\circ}C$ et à l'air dans le laboratoire ($23 \,^{\circ}C$). Pour chaque échantillon de sol, la procédure suivie pour réaliser cet essai à consisté premièrement à prélever une même quantité de matériau sec (environ $265 \, g$), préalablement séché à l'air. Nous avons ensuite rajouter une même masse d'eau puis malaxer le matériau (masse humide initiale de $307 \, g$). Nous avons ainsi préparé trois part de matériau dont chacune à été mise à sécher aux différentes températures indiquées. La variation de teneur en eau a été calculée en considérant la masse sèche prélevée initialement et les variations des masses d'eau durant le séchage.

Les résultats montrent que le mode de séchage a peu d'effet sur les valeurs de teneur en eau car la différence de teneur en eau est d'environ 3 % entre un séchage à une température douce de 40 °C et le séchage à 105 °C (figure 2.21).



FIGURE 2.21 – Effet de la température de séchage sur la teneur en eau

Toutefois, nous notons que durant le carottage dans le puits de la zone 7, en raison des écoulements d'eau provenant du talus, de l'eau surabondant a été récolté dans les boîtes de prélèvement. Ce qui fait que les valeurs de teneurs en eau naturelles pour cette zone soient très élevées.

2.2.4 Contraintes statiques induite dans le sol de plateforme

Pour estimer l'état des contraintes sous la voie, nous avons supposé que le poids volumique humide du sol (γ) situé près de la voie est le même que celui situé sous la voie. Les échantillons prélevés dans les puits nous ont permis de connaître les propriétés physiques du sol situé près de la voie.

En saison des pluies, avec les pluies abondantes dans la région où sont localisées les zones étudiées, le sol de plateforme est généralement dans un état saturé avec des écoulement d'eau provenant de la surface (des talus), ce qui occasionne aussi la remontée de la nappe phréatique. En saison sèche malgré l'absence des pluies, le sol peut rester dans un état hydrique élevé sur une période prolongée en raison de la faible perméabilité du sol mais aussi de la présence du couvert forestier qui le protège de l'évaporation.

Pour la calcul des contraintes statiques, nous avons considéré que le sol de plateforme est saturé. Mais il faut tenir compte du niveau de la nappe phréatique et de la frange saturée par capillarité qui est située au-dessus de la nappe phréatique. En générale dans cette frange saturée par capillarité, la pression interstitielle est négative et la contrainte effective dans cette zone est plus intense que dans la partie située sous la nappe (figure 2.22a). Mais comme le niveau de la nappe phréatique n'a pas été clairement identifié, nous avons considéré que le niveau de la nappe phréatique est situé en surface pour la calcul des contraintes statiques (figure 2.22b). Dans ce cas, le poids volumique humide se ramène au poids volumique saturé (γ_{sat}).

La majeure partie du premier tronçon de la voie est équipée de traverses en bois et des rails de type U50. Comme actuellement la SETRAG entreprend des travaux de réhabilitation qui consistent à remplacer progressivement ces éléments par des traverses en béton bi-bloc et par des rails de type U60, nous prendrons donc en compte ces éléments pour le calcul des contraintes dans le sol de plateforme.



(a) Exemple de profil de pression interstitielle au-dessus de la nappe phréatique

(b) Etat de contrainte dans le sol de plateforme



Si on considère que le sol de plateforme est homogène, on calcule la contrainte verticale totale dans le sol de plateforme comme donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{v0} = \gamma_{sat} \cdot z + \sigma_0 \tag{2.2}$$

Où σ_{v0} est la contrainte totale verticale, σ_0 est la surcharge due au lit de ballast et à l'armement de la voie, γ_{sat} est le poids volumique saturé et z est la profondeur à laquelle se situe le volume de sol considéré.

La surcharge σ_0 est déterminée en considérant le poids des différents éléments de la superstructure, notamment les rails (type U60), les traverses et la couche de ballast. Elle est calculée pour un mètre linéaire de voie (tableau 2.7). Compte tenu de la largeur importante de la couche de ballast (4, 4 m environ), nous avons estimé qu'à 0, 70 m de profondeur la surcharge σ_0 est encore peu amortie (effet de la diffusion de la contrainte verticale en profondeur).

	Ballast	Traverses	Rails
Masse volumique (kg/m^3)	2800	-	-
Épaisseur (m)	0, 4	-	-
Pression sur l'arase (kPa)	11, 2	-	-
Masse volumique (kg/m^3)	-	2500	-
Nombre d'éléments	-	2	-
Largeur (m)	-	0,29	-
Longueur (m)	-	2,415	-
Épaisseur (m)	-	0,26	-
Pression sur l'arase (kPa)	-	13,0	-
Masse linéaire (kg/m)	-	-	60
Nombre d'éléments	-	-	2
Largeur (m)	-	-	0, 15
Pression sur l'arase (kPa)	-	-	8,0
Pression totale sur l'arase (kPa)	$32, 2 (\approx 3)$	(3)	-

TABLE 2.7 –	Détermination	de la	surcharge	σ_0
--------------------	---------------	-------	-----------	------------

Selon Brooker and Ireland (1965) le coefficient de poussée de terre au repos (k_0) , pour les argiles normalement consolidées, peut être estimé par la relation suivante :

$$k_0 = 0,95 - \sin\phi' \tag{2.3}$$

Nous choisissons une valeur k_0 de 0, 4, avec un angle de frottement interne ϕ' de 33 °. L'angle de frottement interne des sols latéritiques est compris entre 30 ° et 40 ° selon Townsend (1970).

On en déduit les valeurs de contraintes dans le sol de plateforme, aux profondeurs de prélèvement comme données dans le tableau 2.8.

	$z\left(m ight)$	$\gamma_{sat} \ (kN/m^3)$	$\sigma_{v0} (kPa)$	u_w (kPa)	σ_{v0}' (kPa)	σ_{h0} (kPa)	$\sigma_{h0}^{\prime}_{(kPa)}$	
Zone 7	0,7	20, 3	47, 2	7,0	40, 2	23, 3	16, 3	
Zone 7	1, 2	18, 3	54, 9	12,0	42,9	29, 4	17,4	
Zone 11	0,6	18,1	43,9	6,0	37,9	21, 4	15, 4	
Zone 11	1, 2	16, 4	52, 6	12,0	40, 6	28, 5	16, 5	
z : profondeur sous l'arase des terrassements, γ_{sat} : poids volumique saturé, σ_{v0} : contrainte totale verticale, σ'_{v0} : contrainte effective verticale, σ_{h0} : contrainte totale horizontale, σ'_{h0} : contrainte effective horizontale.								

TABLE 2.8 – Etat de contrainte dans le sol de plateforme de la zone 7

2.3 Variabilité et caractéristiques in-situ

2.3.1 Procédure d'essai et implémentation

Pour avoir une caractérisation du sol en place, des sondages pénétrométriques et géoendoscopiques ont été réalisés sur chacune des zones étudiées. Les sondages pénétrométriques ont été disposés de façon à couvrir tout le linéaire de chacune des deux zones. Les sondages géoendoscopiques ont été effectués à la suite de certains sondages pénétrométriques pour avoir une appréciation visuelle des couches de structures dans les forages pénétrométriques. Chacun des sondages pénétrométriques a consisté en la mesure de la variation de la résistance dynamique de pointe sur une profondeur maximale de 3 m dans le sol de plateforme.

La procédure d'essai est la même pour les deux zones. Les différents essais ont été réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique léger PANDA® et du géoendoscope.

Le pénétromètre dynamique léger (PANDA®)

Pour la réalisation des essais pénétrométriques, nous avons choisis d'utiliser le pénétromètre dynamique léger PANDA® (version 2) (figure 2.23); cela pour les raisons suivantes :

- Il est portatif (compris dans une malle d'environ 20 kg) et adapté aux sites d'accès difficiles. Il est fiable et facile d'utilisation. Il permet d'obtenir rapidement les résultats de l'essai sous forme de pénétrogramme;
- Avec l'usage des pointes de 4 cm², il est peu traumatisant pour la voie ferrée et il peut être utilisé sur du ballast.



FIGURE 2.23 – Pénétromètre léger PANDA® dans sa malle

Lors du fonçage de la tige dans une couche de sol homogène, on observe une augmentation de la résistance dynamique de pointe jusqu'à une profondeur appelée *profondeur critique* (notée z_c). A partir de là, la résistance dynamique de pointe devient quasi-constante. La profondeur critique dépend de l'état de compacité du sol, de la taille des particules et du diamètre de la pointe (Chaigneau, 2001). On distingue ainsi sur le pénétrogramme obtenu, pour un sol homogène, la résistance dynamique de pointe en surface (q_{d_0}) , la résistance dynamique de pointe en profondeur critique (z_c) comme étant les trois paramètres caractéristiques (figure 2.24).

Sur le pénétrogramme, on définit la valeur de z_c à partir de laquelle on calculera les valeurs de q_{d_0} . Pour le calcul de q_{d_1} , un traitement statistique sur les données brutes peut biaiser les résultats. En effet, la résistance dynamique de pointe est une mesure non uniformément répartie sur la profondeur de sondage; l'enfoncement pour une même résistance de pointe varie. C'est pourquoi sur un pénétrogramme, il faut privilégier les fenêtre comprenant des points de faible enfoncement par coup pour une meilleure estimation de q_{d_1} (figure 2.25). La description et le calcul de ces paramètres sont donnés plus en détail dans la travaux de thèse de Chaigneau (2001).

Pour soutenir l'usage du PANDA® dans le contrôle de compactage, il a été mis en place une base de données comprenant des courbes de calibration obtenues à partir des essais en laboratoire réalisés sur des matériaux de références. Les courbes de calibration décrivent la relation entre le poids volumique sec (γ_d) et la résistance dynamique de pointe (q_d) du sol. Elles servent de support à l'estimation indirecte du poids volumique sec. En raison de la profondeur d'auscultation qui peut atteindre plus de 2 m dans le sol et de ses nombreux autres avantages, l'estimation du poids volumique sec à l'aide du PANDA® est une solution adaptée pour l'auscultation de la plateforme ferroviaire.



FIGURE 2.24 – Différentes parties d'un pénétrogramme



FIGURE 2.25 – Illustration dela non-équipartition des valeurs de q_d mesurées au PANDA® (Chaigneau, 2001)

Le géoendoscope

L'essai géoendoscopique est un essai complémentaire à l'essai PANDA®. On l'associe pour apporter de la visibilité au sondage PANDA® (figure 2.26) (Breul et al. (2008), Barbier et al. (2018)). L'essai géoendoscopique permet d'apprécier l'état hydrique, la texture et la distribution granulométrique du sol. Il aide à mieux identifier les couches de sol détectées sur le pénétrogramme et d'en déduire le profil du sol ausculté. Cet essai a été présenté avec plus de détails dans la première partie de ce document.



FIGURE 2.26 – Essai géoendoscopique

Implantation des sondages

Pour prendre en compte la variabilité de la résistance dynamique de pointe sur chacune des zones, nous avons prévu de répartir les sondages en les espaçant de 5 m puis progressivement de 10 m et de 50 m du début en fin de zone. Cela dans le but de disposer de données qui vont permettre d'étudier la variabilité sur des mesures à double échelle (éloignée et rapprochée). Mais au cours des essais, nous n'avons pas pu réaliser certains sondages en raison

de problèmes de planning. La figure 2.27 illustre l'implantation des essais qui ont été appliqués sur la zone 7, nous avons également appliqué la même procédure sur la zone 11. Sur ces différentes figures, les axes verticaux sont représentés par des files et les axes horizontaux par des lignes. Les files en rouge représentent les sondages qui n'ont pas été réalisés.

Les sondages ont été effectués sur trois lignes (les lignes 1 à 3) mais au cours des deux premiers sondages sur la ligne 3 de la zone 7, nous avons eu des difficultés à faire entrer la tige au-delà de 30 cm de profondeur dans la couche de ballast. Nous avons donc décalé le sondage horizontalement de 50 cm de la ligne 3, et créer la ligne 4 pour commencer par le sondage K4 sur cette zone. Sur la même lancée, nous avons alors réalisé les sondages J4, I4, et G4 sur cette nouvelle file. Sur la zone 11, nous n'avons pas ajouté de ligne supplémentaire. La description des essais pour les différentes zones est donnée en détails dans les tableaux 2.9 à 2.12.



FIGURE 2.27 – Répartition des sondages sur la zone 7 (les files en rouge correspondent aux sondages qui n'ont pas été réalisés)

No. Sondage	File	Ligne	Prof.	sondage	Diamètre pointe	Type d'essai
			(m)		(cm^2)	
No9	A	1	2,33		4	Pénétrométrique
No10		3	2,31		4	Pénétrométrique+Géoendoscopique
No8	E	1	2,76		4	Pénétrométrique
No7	G	4	1,96		4	Pénétrométrique
No6	Н	4	2,07		4	Pénétrométrique
No5	Ι	4	1,66		4	Pénétrométrique
No4	J	4	3,00		4	Pénétrométrique+Géoendoscopique
No3	K	4	1,76		4	Pénétrométrique

File	Distance entre
	files
A-E	19,80m
E-G	20,40m
G-H	10,20m
H-I	50,40m
I-J	50,40m
J-K	15,60m
Total	166,80m

TABLE 2.10 – Espacement entre les files de la zone 7

No. Sondage	File	Ligne	Prof.	sondage	Diamètre pointe	Type d'essai
			(m)		(cm^2)	
No6	A	3	1,94		4	Pénétrométrique
No5	E	3	1,84		4	Pénétrométrique
No4	Н	3	1,58		4	Pénétrométrique+Géoendoscopique
No3	Ι	3	3,00		4	Pénétrométrique
No7	J	1	3,04		4	Pénétrométrique+Géoendoscopique
No2		3	3,02		4	Pénétrométrique+Géoendoscopique
No1	K	3	3,04		4	Pénétrométrique

 TABLE 2.11 – Désignation des sondages sur la zone 11

File	Distance entre file
A-E	19,80m
E-H	30,60m
G-H	10,20m
H-I	50,40m
I-J	50,40m
J-K	45,60m
Total	207m

 TABLE 2.12 – Espacement entre les files de la zone 11

2.3.2 Résultats et analyse de la variabilité

Présentation des résultats

Du fait de l'utilisation des pointes débordantes de $4 cm^2$ de section droite, le frottement latéral était négligeable pour l'ensemble des sondages. Les pénétrogrammes d'essais obtenus sont présentés figures 2.28 et 2.29. dans les deux zones, les pénétrogrammes des différents sondages laissent paraître une structure constituée de trois parties principales.

Les différentes parties de la plateforme ferroviaire mises en évidences par les pénétrogrammes des deux zones sont illustrées figure 2.30a. On distingue à partir de la couche de ballast :

- Une première partie sur une épaisseur moyenne d'environ 0, 50 m, pour laquelle la résistance dynamique de pointe peut atteindre les 50 MPa;
- Une seconde partie, sur une épaisseur moyenne d'environ 1,5 m, qui correspond à une couche d'argile plus molle avec un q_d qui ne dépasse pas 10MPa;
- Une troisième partie, à environ 1, 9 m en-dessous de la couche de ballast, qui correspond à une couche d'argile dense, avec un q_d qui dépasse les 10MPa et où le refus de battage a été parfois atteint pour des valeurs de q_d pouvant atteindre les 67 MPa.



FIGURE 2.28 – Cumul des pénétrogrammes sur la zone 7



FIGURE 2.29 – Cumul des pénétrogrammes sur la zone 11

L'appréciation des images géoendoscopiques permet d'apporter plus de précisions sur les différentes couches auscultées (figure 2.31). Nous définissons la structure ferroviaire comme étant constituée, de haut en bas : d'une couche de ballast, d'une couche de transition et du sol support (figure 2.30b).

La plupart des sondages géoendoscopiques ont couvert une épaisseur maximale d'environ 1,20m à partir de la couche de ballast. Les images récoltées montrent que sur cette épaisseur, le sol de plateforme est constitué d'un seule argile. Le constat fait dans les puits de prélèvement permet de confirmer que cette couche d'argile unique s'étend jusqu'à environ 2m de profondeur sous l'arase. Cette couche est caractérisée comme suit :

- En profondeur, elle est plus dense et plus sèche;
- Dans l'épaisseur située juste au-dessus de la partie dense, elle est plus humide et molle avec des passages d'eau (franges saturées) qui peuvent créer des faiblesses qui réduisent davantage q_d mesuré;
- En surface (l'épaisseur située directement en-dessous de la couche de transition), elle est la plus molle et semble être plus altérée et plus humide.



(a) Illustration des trois parties des pénétrogrammes obtenus



FIGURE 2.30 – Analyse stratigraphique obtenue à partir des pénétrogrammes et des images endoscopiques



(a) Partie supérieure plus altérée et généralement saturée



(b) Epaisseur intermédiaire (dans une frange saturée)



(c) Partie inférieure



De façon générale, les différentes images géoendoscopiques obtenues au cours de l'essai sont données par les figures 2.32 à 2.35. Elles permettent de mettre en évidence la présence d'une couche de transition sur chaque zone, en plus de la couche de ballast et du sol support. Cette couche résulte du mélange entre les éléments de la couche ballast, la grave latéritique constitutive de l'ancienne couche de fondation et le sol fin de plateforme.



(a) Ballast sec $-5 \ cm$.



(b) Ba $-26 \ cm$.

Ballast pollué



(c) Couche de transition $-60 \ cm$.



(d) Sol support très humide $-82 \ cm$.



(e) Sol support humide $-128 \ cm$.

FIGURE 2.32 – Images géoendoscopiques sur le sondage A3 de la zone 7.
Caractérisation du sol constituant la plateforme du Transgabonais



(a) Ballast sec $-2 \ cm$.



pollué (b) Ballast $-12 \ cm.$



(c) Couche de transition $-42 \ cm.$



Poche d'eau (d) $-122 \ cm.$

FIGURE 2.33 – Images géoendoscopiques sur le sondage J4 de la zone 7.



(a) Ballast sec $-17 \ cm$.





 $-50 \, cm$

(c) Couche de transition



(d) Sol support humide $-78 \, cm$.



(e) Sol support état moyen $-90 \ cm$.

FIGURE 2.34 – Images géoendoscopiques sur le sondage J1 de la zone 11.



(a) Ballast sec $-7 \ cm$.



Ballast (b) $-16 \ cm$.



Ballast pollué (c) $-28 \ cm$.



Poche d'eau (d) $-95 \, cm$.



Les résultats d'analyse des valeurs de q_d pour chaque sondage sont donnés en annexe **B**.

Dans le souci d'avoir une appréciation de la variabilité de la résistance de pointe transversalement, nous avons effectuer les sondages J1 et J3 (file J) pour la zone 11 et les sondages A1 et A3 (file A) pour la zone 7. Les figures 2.36 et 2.37 montrent que pour les sondages de la file A de la zone 7, les toits de refus sont situés aux mêmes profondeurs, avec des épaisseurs de couche quasi-similaires (couche de ballast, couche de transition et épaisseur d'argile molle) et avec une localisation des zones de faiblesses cohérente. La même observation est faites pour les sondages de la file J de la zone 11, à la différence que dans ce cas, le toit de refus n'est pas atteint à 3 m.

Une analyse statique des quatre sondages présentés permet de montrer qu'il y a une faible variabilité latérale des épaisseurs de couche et de la résistance dynamique de pointe sur les deux zones (tableaux 2.13 et 2.14). Toutefois l'analyse de la variabilité sur une seule file ne permet pas de conclure que la variabilité latérale globale, sur toute la longueur de la zone est vérifiée.

		Epaisseur	Résistance dynamique de pointe (MPa)				
		(m)					
			Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart-type	
	Ballast	0,50	1,42	56, 68	18,62	11,89	
Sondage A1	Couche de transition	0,28	6,62	54, 13	15,64	9,25	
	Argile molle	1,34	2,03	7, 59	4, 10	0,96	
	Argile dense	-	4,04	39,70	13,73	10,38	
	Ballast	0,50	0,74	35, 53	13,77	7,20	
Sondage A3	Couche de transition	0,20	5,58	32, 38	12, 61	5,98	
	Argile molle	1,50	1,01	6,80	3, 39	0,89	
	Argile dense	-	9,86	66, 23	27,69	13,70	

TABLE 2.13 – Analyse des valeurs de q_d pour les sondages A1 et A3 de la zone 7

		Epaisseur	Résistance dynamique de pointe (MPa)				
		(m)					
			Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart-type	
	Ballast	0, 35	1,62	58,94	20,63	13,74	
Sondage J1	Couche de transition	0, 17	9,41	63, 52	20, 11	10,01	
	Argile molle	2,51	2,29	18,41	4,61	2,56	
	Argile dense	-	-	-	-	-	
	Ballast	0, 35	1,34	66, 55	17,44	15,76	
Sondage J3	Couche de transition	0,28	4,06	40, 44	15, 37	8,82	
	Argile molle	2,38	1,19	15,34	3,77	1,66	
	Argile dense	-	-	-	-	-	

TABLE 2.14 – Analyse des valeurs de q_d pour les sondages J1 et J3 de la zone 11



FIGURE 2.36 – Variabilité latérale de la résistance sur les sondages de la file A au début de la zone 7

Un exemple de couplage PANDA®/géoendoscope est donné par la figure 2.38. Sur les deux zones, la couche d'argile molle a une épaisseur moyenne d'environ 1,5 m. Le couplage PANDA®/géoendoscope a permis d'avoir une appréciation de la texture et de l'état hydrique des couches traversées, et également de faire une meilleure estimation des épaisseurs de couche de sol traversées. Suivant les résultats obtenus, on peut classer le sol support comme matériau de classe S0 conformément à la classification du sol support suivant la méthodologie proposée par Haddani et al. (2017).

Analyse statistique globale sur les valeurs de q_d

Pour étudier la variabilité des valeurs de q_d , nous considérons toutes les valeurs mesurées de q_d sans prise en compte de l'influence de la présence de l'eau dans l'argile molle qui constitue le sol support.

L'analyse globale des valeurs de q_d montrent que les valeurs de q_d dans la couche de ballast, dans la couche de transition et dans la couche d'argile dense sont les plus importantes avec une forte dispersion par rapport à l'argile molle; qui est plutôt homogène. La dispersion dans la couche de ballast et dans la couche de transition sont sensiblement plus élevées pour la zone 11 que pour la zone 7. Cela est mis en évidence par la figure 2.39.



FIGURE 2.37 – Variabilité latérale de la résistance sur les sondages de la file J à 151 m du début de la zone 11



FIGURE 2.38 - Couplage PANDA®/géoendoscope pour le sondage A3 de la zone 7

En faisant la comparaison de la variabilité des valeurs de q_d pour les deux zones, on montre que les valeurs moyennes de q_d dans la couche de ballast et la couche de transition de la zone 11 sont un peu plus grandes que celles de la zone 7. Par contre, les valeurs moyennes de q_d dans la couche d'argile molle sont similaires dans les deux zones (figure 2.40). Les résultats de l'analyse statistique sont donnés par le tableau 2.15.

		Epaisseur (m)		Résistance dynamique de pointe (MPa)			
		Moyenne	Ecart-type	Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart-type
	Ballast	0,34	0,0769	0, 59	56, 68	12,73	9,86
Zone 7	Couche de transition	0,16	0,0584	1,62	54, 13	12,01	7,53
	Argile molle	1,41	0,1701	0,84	7,59	3,57	0,85
	Argile dense	-	-	0,94	66, 23	14, 59	10, 47
	Ballast	0,35	0,0621	0,64	77,31	17,50	13,44
Zone 11	Couche de transition	0,29	0,0575	2,44	63, 52	13, 61	8,24
	Argile molle	1,52	0,6061	0,98	15, 34	3,50	1,24
	Argile dense	-	-	1,40	65, 42	17, 37	12, 34

TABLE 2.15 – Analyse globales des valeurs de q_d



(a) Variation de q_d pour la zone 7

(b) Variation de q_d pour la zone 11

FIGURE 2.39 – Variation de q_d dans les différentes couches de structure





(d) Variabilité de la couche d'argile dense

FIGURE 2.40 – Comparaison de la variabilité des valeurs de q_d entre les deux zones et pour chaque couche de structure

L'analyse statistique globale nous permet donc de définir les épaisseurs des couches et les valeurs moyennes de résistance dynamique de pointe pour chacun des sondages. Ces résultats sont illustrés par les figures 2.41 et 2.42. Dans le cas de la zone 7 (figure 2.42a), on observe une diminution de la résistance dynamique moyenne, dans les couches de ballast et de transition, sur les 2/3 du linéaire de la zone; ce qui peut être une conséquence d'une mauvaise qualité de bourrage durant les travaux de maintenance. Pour la zone 11 (figure 2.42b) on remarque que la résistance dynamique moyenne de la couche de ballast varie peu sur le linéaire en dehors de la baisse de résistance anormale constatée à environ 50 m du début de la zone. Dans les deux zones, la résistance dynamique moyenne dans l'argile molle reste quasiment stable avec une valeur moyenne d'environ 3, 5 MPa. Tandis que l'argile dense présente des résistances plus élevées que celles des couches de ballast et de transition.



FIGURE 2.41 – Variation des épaisseurs de couche sur les deux zones



(a) Variation de la résistance dynamique de pointe moyenne pour chaque sondage et repartis sur le linéaire de la zone 7

(b) Variation de la résistance dynamique de pointe moyenne pour chaque sondage et repartis sur le linéaire de la zone 11

FIGURE 2.42 – Variation de la résistance dynamique de pointe moyenne pour chaque zone

Vérification de l'influence de la présence d'eau dans la plateforme

Compte tenu de la présence de l'eau dans le sol support (argile molle), il est important de vérifier son influence sur les valeurs de q_d mesurées. Pour cela, nous définissons des critères de sélection pour séparer l'influence des franges saturées où on enregistre des diminution importantes de q_d et celles moins saturées. L'eau présente dans le sol de plateforme est attribuée à des accumulations d'eau (poche d'eau) dans l'argile qui n'est pas assez drainée. L'eau dans le sol de plateforme constitue donc des franges plus ou moins humides. Les critères de sélection pour séparer l'influence des franges saturées sont les suivants :

- 1. L'argile dense $(q_d \ge 10 \ MPa)$ est peu exposée à l'eau et située à partir d'une profondeur importante (audelà de 2 m), elle n'est donc pas considérée pour l'analyse statistique. Seule l'argile molle $(q_d < 10 \ MPa)$ est prise en compte;
- 2. Couche molle : les baisses ponctuelles et rapides de q_d mesurées (sur une très fine épaisseur) sont négligées ;
- 3. Couche molle : les zones saturées concernent les zones avec des valeurs de q_d comprises entre 1 et 3 MPa (et en fonction de la valeur moyenne du pénétrogramme);

4. Couche molle : sur un même pénétrogramme, on choisira les baisses des valeurs de q_d les plus marquées par rapport à celles qui le sont moins.

La définition des critères de sélection des franges d'eau sur le linéaire des zones est hypothétique car nous ne disposons pas d'assez d'images géoendoscopiques pour confirmer la présence de ces franges. Mais la démarche proposée est acceptables.

La figure 2.43 illustre l'application de ces critères. Sur cette figure, on enregistre deux zones d'affaiblissement marquées avec des valeurs de q_d allant à près de 2 MPa. On enregistre également une baisse entre 1, 1 et 1,4 m de profondeur, toutefois comme cette baisse est moins importantes que les deux autres, avec des valeurs de q_d qui restent assez proches de la valeur moyenne dans la couche molle (indiquée par le trait bleu), elle n'est donc pas prise en compte. Bien que nous n'ayons pas suffisamment d'images géoendoscopiques pour confirmer que les affaiblissements observés sur tous les pénétrogrammes sont dûs à la présence d'eau dans les franges saturées, les profondeurs où sont détectées ces faiblesses et l'appréciation globales de l'état du sol de plateforme permettent d'appliquer les critères de sélection de q_d aux sondages pénétrométriques qui ont été réalisés sans images géoendoscopiques associées.



FIGURE 2.43 – Critère de sélection des franges saturées

Pour cette analyse, nous avons utiliser une loi log-normale pour modéliser la distribution des valeurs de q_d (Chaigneau (2001), Villavicencio Arancibia (2009)). Nous présentons l'ajustement des valeurs de q_d par une loi log-normale pour comparer l'effet des franges saturées et non saturées (figures 2.44 et 2.45). Les valeurs caractéristiques sont données par le tableau 2.16.

	Valeurs de	q_d (MPa), zone 7	Valeurs de q_d (<i>MPa</i>), zone 11		
	Moyenne Ecart-type		Moyenne	Ecart-type	
Franges saturées	3,04	0,82	2,95	0,68	
Franges non saturées	3,93	0,95	3,93	1,91	

TABLE 2.16 – Analyse globales des valeurs de q_d : analyse pour tous le sondages confondus



FIGURE 2.44 – Ajustement par une loi log-normale de la distribution des valeurs de q_d pour les différentes franges de la zone 7



FIGURE 2.45 – Ajustement par une loi log-normale de la distribution des valeurs de q_d pour les différentes franges de la zone 11

En somme, on constate que la présence des franges saturées dans la plateforme influence peu les valeurs moyennes de q_d ; elles engendrent une diminution de q_d de l'ordre de 1 à 2 *MPa*. Ces résultats montrent que quand le sol de plateforme est exposé à l'eau, son état hydrique assez élevé contribue déjà à réduire fortement sa résistance. La présence des poches d'eau (franges saturées) n'influence pas plus sa résistance.

Il faut toutefois noter que ces essais ont été réalisés durant la petite saison des pluies au Gabon. Cette période est caractérisée par un retour modéré des pluies, ce qui a donc pour effet d'influencer l'état hydrique de la plateforme ferroviaire.

L'analyse des résultats nous permet de faire les remarques suivantes :

- Couche de ballast : on remarque qu'il y a une forte variabilité des valeurs de résistance dynamique de pointe moyenne dans la couche de ballast. La figure 2.42 a montré que sur les 2/3 du linéaire de la zone 7, les valeurs de résistances dynamiques moyennes se stabilisent à une valeur d'environ 8 MPa. Alors que la majorité des sondages de la zone 11 ont des résistances moyennes qui dépassent les 15 MPa. Cela met en évidence des valeurs relativement faibles pour la zone 7. Ce qui peut être dû à des défauts de bourrage ou à un mauvais choix du ballast de substitution.
- Couche de transition : cette couche s'apparente à une couche de transition comme dans le cas des lignes classiques anciennes françaises. Elle comprend un mélange des matériaux granulaires de l'ancienne couche de fondation, une partie du matériau de plateforme et quelques débris de ballast. Les sondages pénétrométriques montrent qu'en général, cette couche présente une résistance proche de celle de la couche de ballast. Ce qui

peut s'expliquer par le mélange des matériaux granulaires et des matériaux fins qui crée un mortier rigide sous la couche de ballast.

• Sol support : la couche de ballast et la couche de transition reposent directement sur le sol support constitué de sol pélitique. Cette couche présente des valeurs de résistance dynamiques moyennes les plus faibles en raison d'abord de son état hydrique élevé mais aussi en raison de ses propriétés mécaniques. Ce sol est connu comme évolutif et dégradable, si les sollicitations qu'il reçoit deviennent inadmissibles.

On peut donc faire un rapprochement entre la structure ferroviaire des zones instables étudiées et celles des lignes classiques anciennes en France (figure 2.46).



FIGURE 2.46 – Comparaison entre la plateforme ferroviaire des lignes claissiques ancienne en France (a) et celle du Transgabonais (b)

2.3.3 Synthèse sur la variabilité du sol de plateforme

En somme, les résultats d'essais ont montré que dans les deux zones étudiées :

- La couche de ballast a une résistance convenable (avec des valeurs maximales comprises entre 50 et 80 MPa) mais est contaminée par une forte présence de boue. Ce qui est susceptible de réduire sa capacité de drainage et son élasticité (en saison sèche notamment);
- La nappe phréatique n'a pas été identifiée. Par contre la présence de poches d'eau est confirmée ;
- En saison des pluies, le sol support est généralement dans un état hydrique très élevé ce qui à pour conséquence une diminution de la résistance (q_d). A cet état hydrique, la présence des franges d'eau saturées n'affectent pas plus la résistance du sol de plateforme;
- Il existe une couche de sol ferme et de bonne résistance dont le toit (rencontré comme un refus durant les sondages pénétrométriques) est situé à profondeur variable (pour certains sondages, il a été rencontré à partir de 1,5 m de profondeur).

2.4 Conclusion

Sur les 150 premiers kilomètres de la voie ferrée Transgabonais, des problèmes de défaut de portance de la plateforme sont enregistrés. Ces problèmes mettent en cause la nature du sol de plateforme et son état hydrique élevé mais aussi l'agressivité du trafic comme facteurs aggravants.

Les résultats des essais in-situ ont permis de montrer que la structure ferroviaire sur les zones instables que nous étudions, comprend une couche de transition située entre la couche de ballast et la plateforme. La couche de transition résulte du mélange entre les éléments de l'ancienne couche de fondation (en graveleuses latéritiques), des débris de ballast et les particules fines de la plateforme. Ces résultats ont également montré que le sol de plateforme est constituée d'une argile molle, en-dessous de laquelle subsiste une argile dense. L'argile molle présente les résistances les plus faibles sur les deux zones et est le siège de percolation d'eau.

Les matériaux constitutifs de la plateforme du Transgabonais, sur les zones instables, sont connus comme étant dégradables. Les différents essais en laboratoire que nous envisageons d'effectuer doivent permettre d'avoir une meilleure compréhension de comportement hydromécanique de ces matériaux, pour optimiser l'exploitation de la ligne ferroviaire. Le but ultime étant d'apporter une méthodologie de diagnostic simple et fiable basée sur l'utilisation du PANDA® et du géoendoscope. Cette méthodologie doit permettre de répondre à l'attente de la SETRAG.

La mise en place de cette méthodologie nécessite une bonne mise en relation des essais in-situ (essais pénétrométrique, détermination de la teneur en eau) avec les essais en laboratoire (essais triaxiaux notamment). Les essais triaxiaux doivent permettre de vérifier l'influence du chargement cyclique sur le sol, en condition de non drainage et en condition de saturation totale et partielle. Ils permettront également d'en-déduire un modèle empirique de prédiction de déformations permanentes par lequel il sera possible d'établir lien entre avec les mesures in-situ.

Cette étude implique également de prendre en compte la non saturation de ces sols avec l'influence de la sollicitation cyclique. Aujourd'hui, le développement des techniques de mesure et de contrôle de la succion, paramètre qui gouverne le comportement des sols non saturés, et les avancées en termes de compréhension du comportement hydromécanique des ces sols permettent de disposer d'éléments de base à notre étude.

Chapitre 3

Caractérisation et étude du comportement hydrique

Les deux zones instables étudiées évoluent dans un contexte environnemental sévère, avec une pluviométrie locale élevée, la présence de nombreux cours d'eau et la présence d'un couvert forestier qui ne favorise pas le séchage rapide du sol. Ce qui fait que malgré l'alternance entre les saisons sèches et humides, le sol de plateforme se retrouve plus longtemps dans un état hydrique élevé.

Au vu de la nature du sol de plateforme et du contexte environnemental dans lequel il évolue, il est important de connaître les propriétés géotechniques de ce sol, mais aussi d'étudier son comportement volumique. A cet effet des essais d'identification et de caractérisation (identification GTR, minéralogie, compressibilité/gonflement et courbe de rétention d'eau) ont été réalisés. Nous avons également effectué des essais de détermination des courbes de rétention d'eau à différentes densités sèches initiales pour étudier l'effet de ce paramètre sur les courbes de rétention et aussi pour étudier une relation entre l'indice des vides initiale et la succion d'entrée d'air. Des essais de retrait ont été effectués pour évaluer les déformations volumiques du sol de plateforme durant le séchage.

3.1 Identification du sol de la plateforme du Transgabonais

Les échantillons de sol récupérés à l'état foisonné dans les puits de prélèvement ont été utilisés pour la réalisation des essais d'identification GTR suivant la norme AFNOR (1992a) et des essais spécifiques tels que l'analyse minéralogique et la détermination de la quantité de matière organique pour appuyer la caractérisation du sol.

3.1.1 Identification GTR 92

Les essais d'identification GTR effectués concernent notamment l'analyse granulométrique, les essais d'argilosité, la détermination du poids spécifique, la détermination de la teneur en eau naturelle et les essais Proctor. Nous rappelons que pour les matériaux étudiés, l'effet du séchage est peu marqué car nous avons enregistré une différence d'environ 3 % entre un séchage à 105 ° et un séchage plus doux, à 40 ° (voir partie 2.2.3).

Teneur en eau naturelle

La teneur en eau naturelle a été déterminée par séchage du sol à l'étuve, à la température de $105 \,^{\circ}C$ pendant 48 h en raison de l'état humide élevé du sol. L'essai a été réalisé suivant la norme AFNOR (1993a). Nous avons déterminé la teneur en eau naturelle une première fois au Gabon, dès la fin de la campagne d'essais in-situ et une seconde fois quelques semaines plus tard, en France. Pour cet essai, nous avons utilisé les trois échantillons carottés aux différentes profondeurs dans les puits de prélèvement. Le profil de variation de la teneur en eau naturelle dans les puits est données figure 2.20, partie 2.2.3. En faisant la moyenne des valeurs de teneur en eau naturelle pour les différents profils, on obtient 45, 0 % et 40, 3 % respectivement pour la zone 7 et la zone 11.

Analyse granulométrique

La détermination de la distribution granulométrique est importante car elle permet de connaître la texture du sol et donc de préciser son comportement (Truche, 2010).

Avec la cimentation du matériau lors du séchage, il se forme une agglomération des particules d'argile qui vont former des grains grossiers de taille millimétrique. De ce fait, si on veut déterminer la distribution granulométrique d'un sol argileux plastique, l'analyse par voie sèche n'est pas recommandée. Nous avons donc choisi l'analyse granulométrique par voie humide suivant la norme AFNOR (1995). Nous avons ensuite effectuer une analyse granulométrie par sédimentation pour avoir la distribution des particules de taille inférieure à 80 μm (norme AFNOR (1992b)). Pour la réalisation de l'analyse granulométrique par tamisage, nous avons pris masse de matériau sec initiale de 1800 g et pour l'analyse granulométrique par sédimentation, une prise d'essai de 80 g du tamisat à 80 μm était nécessaire.

Pour ajuster les résultats obtenus par l'analyse granulométrique par sédimentation à ceux obtenus par l'analyse granulométrique par tamisage, nous avons appliquer la formule donnée par l'équation 3.1 (Murthy, 2002). Les courbes granulométriques et les pourcentages des fractions présentes sont données figure 3.1 et dans le tableau 3.1.

$$P_A = P \times \frac{C_{80\ \mu m}}{100} \tag{3.1}$$

Où P_A est le pourcentage des passants ajustés, P est le pourcentage des passants calculés par la sédimentation, $C_{80 \ \mu m}$ est le pourcentage des passants au tamis de $80 \ \mu m$ à l'analyse granulométrique par tamisage.



FIGURE 3.1 - Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur les zones d'étude

	Taille	Zone 7	Zone 11
Grave	$20\ mm$ - $2\ mm$	5 %	15~%
Gros sable	$2\ mm$ -0, $2\ mm$	2 %	2~%
Sable fin	0,2mm- $0,02mm$	1 %	8 %
Limon	$20 \ \mu m$ - $2 \ \mu m$	16 %	17~%
Argile	$< 2 \ \mu m$	76~%	58~%

 TABLE 3.1 – Pourcentage de chaque fraction granulométrique pour les échantillons prélevés sur les deux zones d'étude

On note une forte présence de particules fines (limon et argiles) supérieure à 50 % sur les deux zones. Par ailleurs, les résultats montrent que dans les deux cas, la granulométrie du sol est assez étalée. Toutefois, on note que le sol de la zone 11 comprend plus de graves et a une plus petite proportion d'argiles que le sol de la zone 7.

Argilosité : Valeur de bleu de méthylène et limites d'Atterberg

Pour évaluer l'argilosité du sol étudié, nous avons procéder à la détermination des limites d'Atterberg et de la valeur de bleu de méthylène. Les limites d'Atterberg ont été déterminées suivant la norme AFNOR (1993b) (limite de liquidité (w_L) à la coupelle et limite de plasticité (w_P) au rouleau), avec un peu plus de 200 g de matériau tamisé à 400 μ m. La teneur en eau massique finale est mesurée par séchage à l'étuve à 105 °C pendant 24 h. La valeur de bleu de méthylène du sol, quand a elle, a été déterminée suivant la norme AFNOR (1998), avec une prise d'essai de 60 g du tamisat à 5 mm.

Les résultats ont permis de montrer que le sol de plateforme est très plastique, le matériau de la zone 11 l'étant un peu plus que celui de la zone 7 (tableau 3.2). Selon l'abaque de Casagrande, il est peu être considéré comme un limon très plastique ou comme une argile très plastique (figure 3.2).

	Zone 7	Zone 11
W_P	40,42~%	40,67~%
W_L	78,93~%	91,28~%
I_P	38,51~%	50,61~%
VBS	6,09	6,22

TABLE 3.2 – Résultats des essais d'argilosité



FIGURE 3.2 – Digramme de plasticité pour chacune des deux zones étudiées.

Le tableau 3.7 montre la potentielle sensibilité des sols argileux au retrait/gonflement estimée à partir de leurs argilosité. Suivant cette appréciation, on peut estimer que le matériau étudié est un sol à forte sensibilité au gonflement.

Indice de plasticité (I _P)	Valeur de bleu (VBS)	Sensibilité
$I_P < 12$	VBS < 2,5	Faible
$12 \le I_P < 25$	$2,5 \leq VBS < 6$	Moyenne
$25 \le I_P < 40$	$6 \le VBS < 8$	Forte
$I_P \ge 40$	$VBS \ge 8$	Très forte

 TABLE 3.3 – Variation de la sensibilité des sols argileux au gonflement avec l'indice de plasticité ou la valeur de bleu du sol (Chassagneux et al., 1995)

Poids spécifique

Le poids spécifique a été déterminé suivant la norme AFNOR (1991), méthode au pycnomètre. Nous avons obtenus dans les deux zones des poids spécifiques proches, avec $26,95 kN/m^3$ pour la zone 7 et de $27,03 kN/m^3$ pour la zone 11. Cet essai a été réalisé avec une prise d'essai de 20 g du tamisat à 2 mm.

Caractéristiques Proctor

La détermination des caractéristiques Proctor des matériaux étudiés (zone 7 et zone 11) a été effectuée selon la norme AFNOR (2014). Les courbes Proctor obtenues sont données figure 3.3. Les caractéristiques Proctor sont indiquées dans le tableau 3.4.



FIGURE 3.3 – Courbes Proctor des échantillons de sol prélevés sur les deux zones zone 7 (Z7) et zone 11 (Z11).

		Zone 7	Zone 11
Proctor	γ_{dmax}	$15,5 \ kN/m^3$	$15,0\ kN/m^3$
normal	w_{OPN}	21,57~%	21,55~%
Proctor	γ_{dmax}	$16,5 \ kN/m^3$	$16,6\ kN/m^3$
modifié	w_{OPM}	19,97~%	16,21~%

TABLE 3.4 - Caractéristiques Proctor des matériaux étudiés

Détermination de la teneur en matière organique

La quantité de matière organique a été déterminée par incinération suivant la méthode de perte au feu (CEAEQ, 2003). Trois échantillons de sol de chaque zone ont été placés dans des creuset de porcelaine puis introduits dans un four à moufle à $375 \,^{\circ}C$ pendant 16 h. La quantité de matière organique est équivalente à la perte de poids après calcination. Pour nos essais, la teneur en matière organique a été déterminée par moyenisation des valeurs obtenues pour trois échantillons. A la fin des essais, le matériau avait une coloration rouge vif. Une teneur moyenne en matière organique de 8, 3 % et de 10, 8 % ont été mesurées respectivement pour la zone 7 et pour la zone 11. On montre ainsi que le sol des deux zones est moyennement organique.

Bilan GTR 92

Le récapitulatif des essais d'identification est donné tableau 3.5. Selon la norme AFNOR (1992a), on peut classer le sol de la zone 7 comme un sol A3 th et celui de la zone 11 comme un sol A4 th. La norme AFNOR (1992a) indique que le choix de l'état hydrique des sols fins de classe A4 doit se faire à l'appui d'une étude spécifique. Dans notre cas, nous avons attribué l'état hydrique th au sol de la zone 11, classé comme matériau A4, en raison du fait qu'il présente des caractéristiques similaires au sol de la zone 7 et de plus ces deux zones sont exposées aux mêmes conditions environnementales et d'exploitation.

Pour se placer dans un système international, le système USCS (Unified Soil Classification System), les échantillons de sol correspondent à des sols fins de type MH ou OH (limons inorganiques ou argiles organiques de plasticité moyenne à haute), avec plus de la moitié des échantillons étudiés étant de taille inférieure à 0,074 mm (tamis de 200 selon la classification anglaise) et ayant une limite de liquidité supérieure à 50% sous la ligne A (ligne séparant les argiles des limons).

	Zone 7	Zone 11
Classe GTR	A3 th	A4 th
Valeur de bleu (VBS)	6,09	6,22
Limite de liquidité (W_L)	78,93~%	91,28~%
Limite de plasticité (W_P)	40,42~%	40,67~%
Indice de plasticité (I_P)	38,51~%	50, 61~%
Pourcentage fines (%80 μm)	92,65~%	81,06~%
Diamètre maximal des grains (D_{max})	12,5 mm	12,5 mm
Teneur en matière organique (MO)	8,3~%	10,8~%
Masse volumique des grains (ρ_s)	$26,95 \ kN/m^3$	$27,03 kN/m^3$
Teneur en eau naturelle (w_{nat})	46,24~%	41,63~%
Poids volumique maximal Proctor Normal (γ_{dOPN})	$15,5 kN/m^3$	$15,0 \ kN/m^{3}$
Teneur en eau optimale Proctor Normal (w_{OPN})	21,57~%	21,55~%
Poids volumique maximal Proctor Modifié (γ_{dOPM})	$16,5 \ kN/m^3$	$16, 6 \ k N/m^3$
Teneur en eau optimale Proctor Modifié (w_{OPM})	19,97~%	16,21~%

TABLE 3.5 – Synthèse des essais d'identification GTR 92

3.1.2 Minéralogie du sol de plateforme

En raison de la forte proportion d'argile dans les échantillons étudiés, nous avons effectué des essais d'analyse minéralogique, notamment la diffraction au rayon X et une analyse d'image prise au microscopique électronique à balayage (MEB), pour vérifier la composition minéralogique des matériaux étudiés.

Analyses au microscope électronique à balayage (MEB)

Le microscope électronique à balayage permet d'observer la surface d'un échantillon à une échelle microscopique. Cette technique nécessite l'utilisation d'un échantillon sec pour éviter de modifier la structure de l'échantillon lorsqu'il sera soumis au vide une fois dans le microscope. En outre pour permettre la production des électrons secondaires par le bombardement de la sonde à électrons, il faut au préalable rendre l'échantillon conducteur. Cela se fait par le processus de métallisation qui consiste à recouvrir l'échantillon de sol d'une fine couche de métal (or, platine ou palladium). L'analyse au MEB consiste à balayer la surface d'un échantillon par un faisceau d'électrons. Nous avons effectué cette analyse au LMV¹ avec le MEB Jeol 5910LV, équipé d'un détecteur d'électrons rétrodiffusés Bruker et composé d'un écran phosphorescent et d'une caméra CCD 1600x1200 pixels. Cet appareil peut être utilisé pour des analyses élémentaires ou simplement pour des observations et des prises d'images (Clesi, 2016).

Nous avons au préalable confectionné (par compactage statique) quatre éprouvettes cylindriques (diamètre 50 mm et hauteur 25 mm) aux densités sèches in-situ de $14, 3 kN/m^3$ et de $12, 4 kN/m^3$ pour les échantillons de la zone 7, et de $13, 2 kN/m^3$ et $12, 4 kN/m^3$ pour les échantillons de la zone 11. Les échantillons étaient initialement non saturés. Même si certains auteurs préconisent de procéder par lyophilisation pour sécher les échantillons de sol sans altérer leur microstructure initiale (Delage and Pellerin (1984), Geremew et al. (2009)), nos éprouvettes ont été séchées à l'étuve, à 50 °C pendant 24 h pour éliminer l'eau interstitielle.

Après métallisation, les échantillons ont été introduits dans le microscope. Pour avoir une appréciation visuelle de particules fines présentes dans les matériaux étudiés, nous présentons les images obtenues au MEB (figure 3.4). Selon Yong and Warkentin (1975), Yong (1999a) et Yong (1999b) (cité dans Cojean et al. (2009)), la microstructure des argiles comprend les éléments structuraux par ordre croissant suivant : feuillet - cristallite (ou particules, ou encore plaquette) – tactoïde (cristallite rigide, agrégat ultra-microscopique et composé de deux ou trois particules) – cluster (agrégat microscopique) - peds (agrégats macroscopique observable a l'œil nu). C'est sur cette description que nous nous appuierons pour analyser les images obtenues.

^{1.} Laboratoire des Magmas et Volcans, à l'Université Clermont Auvergne.



(a) Zone 7 : $\gamma_d=14,3~kN/m^3$



(c) Zone 11 : $\gamma_d=13,2~kN/m^3$



(b) Zone 7 : $\gamma_d=12,4\;kN/m^3$



(d) Zone 11 : $\gamma_d = 11, 6 \; kN/m^3$

FIGURE 3.4 – Clichés MEB

On peut noter que le mode de préparation des échantillons (séchage à l'étuve et fracturation) influence la texture visible sur les différents clichés.

Les images montrent une microstructure relativement homogène et dense dans l'ensemble des cas, avec une porosité peu présente ce qui peut être dû à l'effet du séchage à l'étuve. En effet, Delage and Pellerin (1984) indiquent que le séchage à l'étuve ou à l'air produit de fortes rétractions pour des sols à fortes teneurs en eau initiales, ce qui a pour effet de réduire le volume des micropores. La sédimentation et la densification du sol avec le séchage conduit à la formation des plaquettes micrométriques. La morphologie des feuillets, dans les différents clichés, est caractéristique des minéraux argileux de type smectite.

L'influence de la densité sèche est peu mise en évidence en raison de la fracturation des échantillons qui a modifié la microstructure initiale.

Analyse minéralogique par diffraction au rayon X (DRX)

L'analyse minéralogique a pour but d'identifier les minéraux argileux présents dans le sol. La connaissance de ces minéraux permettra par la suite de mieux apprécier leur influence sur le comportement du sol (comportement volumique et compressibilité). L'analyse minéralogique a été effectué à l'aide d'un diffractomètre PANalytical X'Pert Pro.

L'analyse minéralogique par diffraction aux rayons X est adaptée pour déterminer la composition minéralogique du sol. La méthode de diffraction au rayon X consiste à soumettre l'échantillon de sol à un rayonnement de longueur d'onde λ compris entre 0, 5 Å et 2 Å; l'échantillon peut être orienté ou non. Le rayonnement émis va être diffracté par le réseau périodique de la structure cristallisée et va donc produire des interférences constructives dont les intensités et les orientations spatiales sont caractéristiques des familles de plans réticulaires et notamment du réseau cristallin. Chaque minéral est alors caractérisé par un diffractogramme qui présente une série de raies de diffraction, à des positions angulaires, identifiant les plans réticulaires (hkl). La loi de Bragg (1915) (équation 3.2) permet de calculer les distances réticulaires à partir de ces positions angulaires.

$$n\lambda = 2d\sin\theta \tag{3.2}$$

Où *n* est un nombre entier correspondant à l'ordre de la diffraction, λ est la longueur d'onde du rayon X utilisé (Å), *d* est la distance inter-réticulaire (distance entre deux plans cristallographiques)(Å) et θ est le demi-angle de déviation.

Cette analyse a été effectuée en deux temps. Dans un premier temps, nous avons effectué une analyse sur poudre écrêtée à 2 mm puis dans un second temps, nous avons entrepris une procédure d'extraction de la fraction argileuse ($< 2 \mu m$) avant d'effectuer l'analyse DRX sur la fraction argileuse.

Pour l'analyse sur poudre, nous avons séché le matériau et l'avons tamisé à 2 mm. Nous avons ensuite placé une portion de matériau dans un porte échantillon pour effectuer l'analyse.

Pour l'analyse sur la fraction argileuse, nous avons séché le matériau et l'avons tamisé à 2 mm. Nous avons ensuite récupéré une prise d'essai de 20 q que nous avons introduite dans un tube de centrifugeuse puis compléter avec de l'eau distillée. Le tube contenant la suspension d'essai a ensuite été agité à l'aide d'un agitateur mécanique de type vortex pendant 5 min. Le but étant de désagréger les particules argileuses et de les disperser dans l'eau. Après cette étape, nous avons procédé au lavage par mise en suspension et séparation du surnageant par centrifugation. Le lavage a pour but d'éliminer les sels contenus dans le matériau; leur élimination contribue à réduire la floculation des particules argileuses dans la suspension d'essai. Le lavage consiste à centrifuger la suspension d'essai, à vider l'eau des tubes puis à le remplir à nouveau avant de procéder à une autre centrifugation. La fin du lavage est jugée lorsque la suspension devient trouble après centrifugation; à ce moment, on estime que les sels contenus dans le sol ont bien été évacués avec le lavage répété. La vitesse de centrifugation est choisie de sorte d'éviter de former des culots trop compacts qui seront difficiles à remettre en suspension pour le lavage suivant. Une fois le lavage terminé, on récupère le culot de centrifugation que l'on remet en suspension par malaxage dans de l'eau distillée puis on laisse un temps de sédimentation d'environ 2 h avant de pipetter les 2 cm supérieurs de la suspension. On centrifuge une dernière fois la suspension obtenue de façon a obtenir un culot compact de particules de taille inférieure à 2 μm qui sera étalé sur une lame. Les détails de cette procédure sont donnés dans Thiry et al. (2013). Dans notre cas, nous avons étalé la fraction argileuse sur un porte échantillon et l'avons laissé sécher à l'air libre (essai normal).

Les diffractogrammes ont été traités avec le logiciel "Match !" de Crystal Impact (Putz and Brandenburg, 2003-2020). Ce logiciel utilise comme base de données de référence, la base de donnée COD (Crystallography Open Database) pour les matériaux inorganiques. Il est possible d'y intégrer la base de données PDF (Powder Diffraction File) de ICDD (International Centre for Diffraction Data) qui est plus riche en données de diffraction. L'analyse effectuée avec la base de données COD nous a permis de montrer que l'on retrouve les mêmes minéraux dans les échantillons des deux zones. On décèle notamment la présence des éléments chimiques tels que la goethite, le fer, le manganèse et le potassium. On décèle aussi la présence des minéraux non argileux tels que le quartz et des minéraux argileux tels que les micas, la kaolinite et une smectite (figures 3.5 et 3.6). Le logiciel utilisé a identifié cette smectite comme étant une montmorrillonite; or pour conclure avec exactitude la présence de montmorrillo-nite, il aurait faut comparer le diffractogramme présent avec celui obtenu sur la fraction traitée à l'éthylène glycol pour vérifier si les distances réticulaires basales de la smectite se déplacent vers les petits angles.

Pour les deux échantillons, la présence des calcites est négligéable; cela a été mis en évidence par un test à l'acide chloridrique mais aussi par la diffraction sur poudre. En effet, pour les sols riches en calcites, les particules d'argiles sont incluses dans les cristaux de calcite. Cet ensemble forme un squelette semi-rigide qui rend le sol moins sensible au phénomène de retrait/gonflement (Vincent et al., 2009).



FIGURE 3.5 – Diffractogrammes sur poudre (zone 7 et 11)



FIGURE 3.6 – Diffractogrammes sur argile (zone 7 et 11)

Bilan sur la minéralogie

L'analyse minéralogique effectuée permet de montrer que les matériaux étudiés sont très pauvres en calcites, ce qui rend le sol susceptible au gonflement. Les proportions des phases identifiées sont inconnues et par ailleurs la présence de la montmorillonite est à confirmer par une analyse sur des échantillons traités (éthylène glycol, chauffage, etc).

3.1.3 Bilan des essais d'identification du sol de plateforme

Les essais d'identification mettent en évidence les points suivants :

- Les sols des deux zones ont une distribution granulométrique à dominance argileuse. Leur position dans le diagramme de plasticité de Casagrande, juste en-dessous de la ligne A, les classe dans le domaine des sols très plastiques;
- Bien que l'analyse granulométrique ait révélé que le sol de plateforme de la zone 7 contienne moins de graves et plus de fines que le sol de la zone 11, les essais d'argilosité montrent que c'est le sol de la zone 11 qui est le plus plastique et donc plus susceptible au gonflement;
- La teneur en matière organique (entre 8 % et 10 %) montre qu'il s'agit de sols moyennement organiques;
- La teneur en eau naturelle est assez élevée (40 % minimum); le sol étant dans un état saturé ou proche de la saturation. Cela est dû aux conditions climatiques au moment du prélèvement. En effet, le prélèvement à été effectué durant la petite saison pluvieuse au Gabon; ces conditions ont favorisées la montée de la nappe phréatique et des infiltrations d'eau;
- L'analyse minéralogique a permis d'identifier la présence de micas, de la kaolinite et de montmorillonite. Toutefois elle ne permet pas de quantifier leur proportion dans le matériau étudié; la présence de la montmorillonite est à confirmer avec une analyse sur des échantillons traités à l'éthylène glycol ou par un traitement par chauffage;
- Les résultats des essais d'argilosité sont corroborés par l'analyse minéralogique qui a montré que le matériau étudié est très pauvre en calcites et de plus comprend des minéraux argileux tels que la smectite; même si toutefois la proportion de ce minéral n'a pas été déterminée et reste donc inconnue;
- L'analyse minéralogique et les caractéristiques d'argilosité du sol (VBS, I_P et w_L) montrent que les matériaux étudiés pourraient être sensibles au gonflement

3.2 Compressibilité et gonflement

3.2.1 Essais de gonflement à l'oedomètre

Introduction et principe

Pour évaluer le comportement au gonflement du sol étudié, nous avons effectué des essais de gonflement à l'œdométre sur les échantillons prélevés dans les puits de prélèvement. Les essais de gonflement ont été effectués avant les essais de compressibilité.

Les essais de gonflement ont été réalisés suivant la méthode C ("loading-after-wetting test") de la norme ASTM (2008), en considérant la teneur en eau initiale des échantillons pour évaluer le potentiel de gonflement à partir de l'état de saturation initial, à l'extraction des boîtes. Les paramètres que nous cherchons à déterminer sont le potentiel de gonflement P_g et la pression de gonflement σ_g . Le potentiel de gonflement P_g permet d'estimer le gonflement libre du sol en pourcentage, il est donné par l'équation 3.3. La pression de gonflement est déterminée graphiquement, elle représente la pression minimale à appliquer au sol pour prévenir le gonflement.

$$P_g = \left(\frac{\Delta h}{h_0}\right) \times 100 \tag{3.3}$$

Où Δh est la variation de hauteur (mm) et h_0 est la hauteur initiale de l'échantillon (mm).

Les essais de gonflement ont consisté dans un premier temps à déterminer le gonflement libre d'un échantillon imbibé d'eau et placé sous une charge constante et ensuite à déterminer la pression de gonflement en soumettant l'échantillon à un incrément de charges (figure 3.7). La méthode C permet de déterminer les valeurs caractéristiques du gonflement à partir d'un seul échantillon de sol.

Idéalement, la variation du gonflement du sol en fonction du logarithme du temps décrit trois phases de gonflement. On distingue une partie quasi-linéaire où le gonflement est nul puis à partir d'un instant, le gonflement primaire commence avec une forte variation avant de rentrer dans la phase de gonflement secondaire où le gonflement évolue peu avec le temps (figure 3.8).



FIGURE 3.7 – Description du principe de la méthode C (ASTM, 2008)



FIGURE 3.8 – Description du phénomène de gonflement (Huat et al., 2012)

Description de l'essai

Pour cet essai, nous avons utilisé les échantillons prélevés dans les puits. Nous avons tout d'abord extrait ces échantillons des boîtes de prélèvement, à l'aide d'une presse statique. Nous les avons ensuite découpés en trois parts et avons prélevé par carottage chacune des parts pour confectionner des échantillons oedométriques (2 cm de hauteur et 7 cm de diamètre). Les différents échantillons oedométriques ont ensuite été mis en place sur le banc d'essai (figure 3.9).



FIGURE 3.9 – Banc d'essai-oedomètres à chargement frontale

Le tableau 3.6 présente les caractéristiques initiales et la provenance des échantillons oedométriques. On note que les échantillons des boîtes 2 et 5 ne sont pas mentionnés. Cela en raison du fait qu'ils ont été utilisés pour la détermination de la teneur en eau naturelle durant la première phase d'essais en laboratoire qui s'est déroulée au Gabon. On note également que les échantillons de la zone 7 se trouvent initialement dans un état saturé. Dans le cas de l'essai n°8 de la zone 11, nous avons au préalable séché l'échantillon de sol après carottage avant de le soumettre à l'essai de gonflement pour vérifier l'influence du degré de saturation sur le gonflement.

Nom zone	Nom boîte	Prof. sous l'arase de terrasse- ment (cm)	Nom échan.	Teneur en eau initiale (%)	Degré de saturation initial (%)	Poidsvo-lumiquesecinitial (kN/m^3)	Indice des vides initial
Zone 7	Boîte 1 (P1)	70	Echantillons 2 et 3	33,2	100	14,2	0,90
	Boîte 3 (P3)	120	Echantillons 4, 5 et 6	43,6	100	12,4	1,18
Zone 11	Boîte 4 (P1)	60	Echantillon 8	19,6	68	15, 2	0,78
	Boîte 6 (P3)	120	Echantillons 10, 11 et 12	41,6	84	11,6	1,34

TABLE 3.6 – Caractéristiques initiales (avant saturation) des éprouvettes oedométriques.

L'essai s'est fait en deux étapes :

- Saturation : Une fois l'échantillon placé sur le bâti de chargement, et soumis au poids du piston pour instaurer un chargement initial négligeable, on fait circuler l'eau distillée dans l'échantillon de sol jusqu'à saturation. Au contact de l'eau, l'échantillon de sol se gonfle librement jusqu'à atteinte d'un gonflement maximal. Cette étape nécessite entre 1 et 4 jours. Elle se termine quand le gonflement mesuré se stabilise après une valeur maximale (ou après environ 4 jours). L'éprouvette est maintenue saturée jusqu'à la fin de l'essai. Le but de cette partie est de déterminer le potentiel de gonflement libre du sol.
- Chargement : Cette étape intervient après la phase de saturation, quand on a atteint le gonflement secondaire. Durant cette phase, le sol est maintenu saturé et on applique le niveau de chargement par palier; chaque charge étant appliquée pour 24 h minimum. Il s'agit d'appliquer un chargement croissant pour ramener l'échantillon à sa hauteur initiale; la pression qui permettra de le faire est considérée comme la pression de gonflement. Les paliers de chargement choisi pour cet essai correspondent aux premiers paliers de chargement des essais de compressibilité (tableau 3.9) car le chargement sera prolongé pour les essais de compressibilité. Le fait d'appliquer des charges croissantes permet de ne pas pousser le sol brusquement au-delà de sa limite d'élasticité.

Résultats

La figure 3.10 présente les résultats des essais de gonflement libre. Sur cette figure, les échantillons sont nommés en fonction de leur numéro, de leur profondeur de prélèvement et de leur degré de saturation initial. Ces résultats sont également donnés dans le plan [log t, P_g] qui présente mieux les différentes phases de gonflement (figure 3.11). Pour les premiers essais (essais n° 2 et 3) nous avons laissé le sol à saturation pendant 24 h. Mais lorsque nous avons observé la phase d'effondrement pour l'essai n° 3, nous avons dû modifier la procédure pour les essais suivants en prolongeant la phase de saturation à quatre jours afin de vérifier l'évolution du gonflement avant de commencer à charger. On voit que tous les échantillons ont gonflé à l'imbibition, même ceux qui étaient initialement saturés (échantillons de la zone 7). Ce gonflement est attribué à la composition minéralogique du sol. On note toutefois que le potentiel de gonflement est similaire pour les deux zones. Pour tous ces échantillons, on enregistre un potentiel de gonflement compris entre 0, 4 et 2%, ce qui montre que dans ces états hydrique élevés, les matériaux étudiés présentent encore des potentiels de gonflement faibles suivant la classification de Seed et al. (1962).

Sensibilité	P_g (%)
Faible	0 - 1, 5
Moyen	1, 5 - 5
Elevé	5 - 25
Très élevé	> 25

TABLE 3.7 – Classification des sols expansifs (Seed et al., 1962)

Par ailleurs, on note que pour les essais n° 3, 4 et 6 de la zone 7, avec l'augmentation du potentiel de gonflement P_g en fonction du temps, des phases d'effondrement sont manifestes. On remarque que ce problème est surtout marqué pour l'échantillon n° 4 de la zone 7. Nous attribuons ce problème à un défaut lors du carottage des échantillons dans les bagues oedométriques, des vides ont dus être présents dans le sol. Ce défaut a conduit a un réarrangement des particules lors de l'imbibition, pour combler les vides présents dans les échantillons. C'est pourquoi dans la suite de notre analyse, nous ne prendrons pas en compte l'échantillon n° 4 de la zone 7. Nous considérerons les résultats obtenus avec les échantillons n° 3 et 6 car ceux-ci ont été peu influencés par la procédure de confection.



FIGURE 3.10 – Variation du potentiel de gonflement avec le temps (échelle linéaire)



(a) Variation du potentiel de gonflement avec le temps (échelle semilogarithmique), cas de la zone 7

(b) Variation du potentiel de gonflement avec le temps (échelle semilogarithmique), cas de la zone 11

FIGURE 3.11 - Variation du potentiel de gonflement avec le temps (échelle linéaire)

La figure 3.12 présente la variation de l'indice des vides avec le chargement appliqué à la suite de la phase de gonflement. On voit que le gonflement des échantillons se manifeste tout de suite après imbibition des échantillons de sol, avec une amplitude plus marquée pour l'échantillon de la zone11 qui était préalablement séché. Pour cet échantillon, on enregistre une augmentation de l'indice des vide d'environ 0, 2, ce qui est beaucoup plus grand que celui des autres échantillons. Le chargement progressif, effectué après le gonflement, a permit de ramener les échantillons à leurs indices des vides initiaux et ainsi de déterminer les valeurs de pression de gonflement. L'échantillon 4 de la zone 7 n'a pas été pris en compte pour la détermination de la pression de gonflement car il a présenté des phases d'effondrement plus marquées que les autres.

On note également que les échantillons de même caractéristiques initiales (prélevés aux mêmes profondeurs) ont des pressions de gonflement proches, notamment les échantillons 5 et 6 de la zone 7 et les échantillons 10 et 12 de la zone 11. L'échantillon 3 de la zone 7 présente un faible gonflement en raison de l'effondrement qui est survenu à la fin du gonflement libre. Par contre, bien que n'ayant pas présenté de problème particulier mesuré durant la phase de gonflement libre, l'échantillon 11 de la zone 11 s'est tassé rapidement après chargement et n'a pas permis de déterminer une pression de gonflement similaire à celle des échantillons 10 et 12 de la même zone. Le bilan des essais de gonflement est donné dans le tableau 3.8.



(a) Estimation graphique de la pression de gonflement (zone 7)

(b) Estimation graphique de la pression de gonflement (zone 11)

FIGURE 3.12 – Détermination de la pression de gonflement

Nom zone	Échantillon	Paramètr	Paramètres initiaux			Paramètres finaux			
	Nom échantillon	w _{sat} (%)	w_{ini} (%)	$S_{r_{ini}}$ (%)	e_{ini}	$\begin{array}{c} \Delta h_{max} \\ (mm) \end{array}$	P_g (%)	σ_g (kPa)	
	Échantillon 2 (prof. 0, 70 <i>m</i>)	33,2	33,2	100	0,90	0,182	0,905	30	
Zone 7	Échantillon 3 (prof. 0, 70 <i>m</i>)	33, 2	33, 2	100	0,90	0,205	1,025	10	
	Échantillon 5 (prof. 1, 20 <i>m</i>)	43, 6	43, 6	100	1,18	0,242	1,210	50	
	Échantillon 6 (prof. 1, 20 <i>m</i>)	43, 6	43, 6	100	1,18	0,297	1,485	65	
Zone 11	Échantillon 8 (prof. 0, 60 <i>m</i>)	28,9	19, 6	68	0,78	1,289	6,445	230	
	Échantillon 10 (prof. 1, 20 <i>m</i>)	49,6	41,6	84	1,34	0,221	1,092	57	
	Échantillon 11 (prof. 1, 20m)	49, 6	41,6	84	1,34	0,371	1,877	2	
	Échantillon 12 (prof. 1, 20m)	49,6	41,6	84	1,34	0,289	1,445	28	
w_{sat} : teneu	r en eau de saturation;	w_{ini} : teneu	r en eau de ir	nitiale; $S_{r_{int}}$: degré de sa	aturation; e_{ii}	ni : indice de	s vides	

initial; Δh_{max} : gonflement maximum; P_g : potentiel de gonflement; σ_g : pression de gonflement

TABLE 3.8 – Synthèses des essais de gonflement

L'analyse des résultats des essais de gonflement montre que :

- Les échantillons de la zone 7 ont gonflé lorsqu'ils ont été soumis à l'imbibition pour atteindre des valeurs de pressions de gonflement jusqu'à 65 kPa. On observe par ailleurs, que les échantillons de la zone 11 (hormis l'échantillon n° 8) qui étaient initialement proche de la saturation (degré de saturation de 84 %), ont eux aussi atteint des pressions de gonflement jusqu'à 57 kPa. L'échantillon de la zone 11 que nous avons séché au préalable (échantillon n° 8) montre qu'avec un degré de saturation de 68 %, ce matériau peut atteindre une pression de gonflement de 230 kPa;
- Les essais de gonflement ont montré que tous les échantillons qui étaient initialement saturés et proches de la saturation, à l'exception de l'échantillon séché et des échantillons qui ont subi des phases d'effondrement, ont présenté un potentiel de gonflement compris entre 0, 4 et 2%. Ce qui reste relativement faible en raison de leur état de saturation initial.

3.2.2 Essais de compressibilité

Les essais de compressibilité ont été réalisés à la suite des essais de gonflement; en poursuivant le chargement sur les échantillons déjà en place sur le banc d'essai. En outre, compte tenu du fait que c'est quand le sol de plateforme se trouve dans des états hydriques élevés qu'il manifeste plus de problèmes de compressibilité, les essais de compressibilité ont donc été réalisés en condition de saturation, suivant la norme AFNOR (1997). Les paliers de chargement appliqués sont donnés tableau 3.9. Il s'agit d'appliquer un premier palier par incrément de charge, en vérifiant progressivement l'évolution de la courbe de compressibilité. Une fois que la pression de préconsolidation apparente est dépassée, on décharge progressivement l'échantillon puis on le recharge à nouveau pour assurer le second palier de chargement.

	Palier	Pression appliquée			
	1	$< 10 \ kPa \ \mathrm{et} < \sigma'_{v_{in-situ}}$			
	2	$\approx 0.5.\sigma_{v_{in-situ}}^{'}$			
Chargement	3	$\approx 0.75.\sigma'_{vin-situ}$			
	4	$\approx \sigma_{v_{in-situ}}^{'}$			
	5	$> \sigma_{p_{\acute{e}qui}}$			
	6	$>0,75.\sigma_{p_{\acute{e}qui}}$			
Déchargement	7	entre $0, 5.\sigma'_{v_{in-situ}}$ et $0, 75.\sigma'_{v_{in-situ}}$			
	8	$< 10 \ kPa \ { m et} < \sigma_{v_{in-situ}}'$			
	9	entre $0, 5.\sigma'_{v_{in-situ}}$ et $0, 75.\sigma'_{v_{in-situ}}$			
	10	$>0,75.\sigma_{p_{\acute{e}qui}}$			
Rechargement	11	$> 1, 5.\sigma_{p_{\acute{e}qui}}$			
	12	$> 3.\sigma_{p_{\acute{e}qui}}$			
	13	$> 6.\sigma_{p_{\acute{e}qui}}$			
$\sigma_{p_{\acute{e}qui}}$: pression de préconsolidation équivalente ; $\sigma_{v_{in-situ}}'$: contrainte effective verticale in-situ					

TABLE 3.9 – Paliers de chargement des essais de compressibilités

Résultats

Les courbes de compressibilité sont données figure 3.13. Nous avons indiqué sur les graphiques les points d'indice des vides correspondant à l'état in-situ pour les différentes profondeurs de prélèvement.

Sur la figure 3.13a, on remarque les pentes des droites de compression vierge sont plus grandes pour les échantillons de sol prélevés en profondeur (1, 20 m sous l'arase), pour la zone 7. Tandis que dans le cas de la zone 11, figure 3.13b, cette tendance n'est pas précise. On note par ailleurs que le chargement à été appliqué jusqu'à 200 kPa pour les échantillons de la zone 7 et 500 kPa pour les échantillons de la zone 11, ce qui peut rendre difficile la détermination du coefficient de compression.



FIGURE 3.13 – Essai de compressibilité à saturation-courbes de compressibilité

Les résultats des essais de compressibilités sont données dans le tableau 3.11. L'analyse des résultats des essais de compressibilité est la suivante :

- Les valeurs de pression de pré-consolidation équivalentes aux profondeurs de prélèvement ne dépassent pas 50 kPa. L'analyse du rapport de surconsolidation met en évidence que sur les deux zones et jusqu'à 1, 20 m sous l'arase des terrassements, les sols sont surconsolidés. Comme le sol a subit une décompression et une exposition aux intempéries en raison de l'érosion durant le barrémien supérieur, il a donc perdu son histoire géologique et on peut supposer qu'il a gardé en mémoire l'effet de la surcharge d'environ 2, 5m de hauteur qui existait sur ces zones avant les travaux de déblayage (figure 3.14 et tableau 3.10). Peuvent s'ajouter l'effet de la maintenance et/ou celui des cycliques d'humidification/séchage du sol (l'effet du chargement des trains est ignoré car le matériau n'a pas été prélevé sous la voie). Dans le cas de la zone 7, la valeurs de $\sigma_{p_{équi}}$ à la profondeur de 0, 7 m est incorrecte car les échantillons n'ont pas été assez chargés durant les essais oedométriques ;
- Bien que l'on ait obtenu que le sol situé à 1, 20 m, sous l'arase des terrassements, soit plus surconsolidé que celui situé au-dessus (à 0, 60 m et 0, 70 m), les positions des différentes courbes montrent par contre que le sol situé à 1, 20 m de profondeur sous l'arase, est moins dense par rapport à celui situé au-dessus. Ce qui est dû à l'effet du compactage durant les opérations de maintenance récurrents ou au moment de la construction de la voie;
- Compte tenu du chargement appliqué (jusqu'à 200 et 500 kPa), on observe que le sol de plateforme est peu compressible au-dessus de 1, 20 m de profondeur sous l'arase et moyennement compressible à 1, 20 m sous l'arase. Ce qui peut être attribué à un changement de structure du sol.

Nom zone	Prof. (<i>m</i>)	$\sigma_{p_{\acute{e}qui}} \ (kPa)$	$\sigma_{v01}^{\prime}_{(kPa)}$			
Zone 7	0,70	12	28, 5			
	1,20	40	28,9			
Zone 11	0,60	24	25, 1			
	1,20	30	23,7			
$\sigma_{p_{\acute{e}qui}}$: pression de préconsolidation équivalente; σ'_{v01} : contrainte effective in-situ pour un remblai de 2,5 m						

TABLE 3.10 – Etat de contrainte avant déblai



FIGURE 3.14 – Illustration de l'état de contrainte avant et après déblai avec un talus de 2, 5m de hauteur : cas de la zone 7

Nom zone	Échantillon	Paramètres initiaux		Paramètres finaux (me- surés)			Paramètres fi- naux (calculés)		
	Nom échantillon	$\begin{pmatrix} w_{sat} \\ (\%) \end{pmatrix}$	$\gamma_{sat} \ (kN/m^3)$	e _{ini}	Cc	Cs	$ \begin{vmatrix} \sigma_{p_{\acute{e}qui}} \\ (kPa) \end{vmatrix} $	$\begin{matrix} \sigma_{v0}^{'} \\ (kPa) \end{matrix}$	OCR
	Échantillon 2 (prof. 0, 70m)	33,2	20,3	0,90	0,063	0,011	12	6,3	1,9
Zone 7	Échantillon 3 (prof. 0, 70m)	33,2	20,3	0,90	0,050	0,010	12	6,3	1,9
	Échantillon 5 (prof. 1, 20m)	43,6	18,3	1,18	0,233	0,008	40	9,3	4,3
	Échantillon 6 (prof. 1, 20m)	43,6	18,3	1,18	0,216	0,009	40	9,3	4,3
	Échantillon 8 (prof. 0, 60m)	28,9	18,1	0,78	0,169	0,015	15	4,9	3,1
Zone 11		49,6	16,4	1,34	0,099	0,006	24	7,6	3,2
	Échantillon 11 (prof. 1, 20m)	49,6	16,4	1,34	0,167	0,011	30	7,6	3,9
		49,6	16,4	1,34	0,248	0,015	30	7,6	3,9

 w_{sat} : teneur en eau de saturation; γ_{sat} : poids volumique saturé; e_{ini} : indice des vides initial; c_c : coefficient de compression; c_s : coefficient de gonflement; $\sigma_{p_{\acute{e}qui}}$: pression de préconsolidation équivalente; σ'_{v0} : contrainte effective in-situ; OCR: rapport de surconsolidation

TABLE 3.11 – Synthèses des essais de compressibilité : paramètres initiaux (avant gonflement et chargeme	nt) et
paramètres mesurés	

3.2.3 Bilan sur les essais de compressibilité et de gonflement

L'ensemble des résultats des essais de compressibilité et de gonflement sont résumé dans le tableau 3.12.

Les résultats des essais de gonflement ont montré que les matériaux étudiés présentent un certain gonflement bien qu'ils soient dans des états hydriques élevés. Leur potentiel de gonflement dans des états non saturés n'a pas été clairement mis en évidence (un seul essais a été effectué avec un échantillon initialement séché).

Les matériaux étudiés ayant été prélevés en affleurement sur des ouvrages en déblai, ces matériaux sont altérés. Ils ne possèdent plus les caractéristiques initiales propres à leur histoire géologique en raison de l'épisode de surrection qui a engendré l'érosion partielle des séries du Bassin Intérieur durant le barrémien supérieur (cf. parties 2.1.4 et 2.1.4). L'érosion partielle a causé une décompression du sol et une exposition de celui-ci aux intempéries et aux cycles d'humidification/séchage. Les valeurs de pressions de préconsolidation équivalentes montrent que l'état de consolidation actuel du matériau de plateforme est dû à l'effet de la surcharge de 2, 5 m qui a été retirée durant les travaux de construction de la voie.

Ces essais montrent également que les valeurs de pressions de préconsolidation équivalentes mesurées ici ne sont pas juste une mesure de la résistance des liaisons inter-particulaires (cf. partie 1.2.1).

Les résultats des essais pénétrométriques ont montré que le sol de plateforme est constitué d'une couche d'argile molle de mauvaise qualité qui surmonte une couche d'argile dense avec une bonne résistance (cf. parties 2.3.3). Cela montre que l'effet des intempéries (cycles d'humidification/retrait) peut être considéré comme l'un des facteurs à l'origine de la dégradation du sol.

Dans l'ensemble, on peut conclure que les matériaux étudiés se comportent comme des matériaux peu à moyennement compressibles avec un potentiel de gonflement qui peut être assez élevé.

Nom zone	Échantillon	Essais de	Essais de compressibilité					Essai de gonfle- ment	
		c_c	c _s	$ \begin{array}{c} \sigma_{p_{\acute{e}qui}} \\ (kPa) \end{array} $	$ \begin{vmatrix} \sigma_{v0}^{'} \\ (kPa) \end{vmatrix} $	OCR	P_g (%)	$\left \begin{array}{c}\sigma_g\\(kPa)\end{array}\right $	
	Échantillon 2 (prof. 0, 70 <i>m</i>)	0,063	0,011	12	6,3	1,9	0,905	30	
Zone 7	Échantillon 3 (prof. $0,70m$)	0,050	0,010	12	6,3	1,9	1,025	10	
	Échantillon 5 (prof. 1, 20 <i>m</i>)	0,233	0,008	40	9, 3	4,3	1,210	50	
	Échantillon 6 (prof. 1, 20 <i>m</i>)	0,216	0,009	40	9,3	4,3	1,485	65	
Zone 11	Échantillon 8 (prof. 0, 60m)	0,169	0,015	15	4,9	3,1	6,445	230	
	Échantillon 10 (prof. 1, 20 <i>m</i>)	0,099	0,006	24	7,6	3,2	1,092	57	
	Échantillon 11 (prof. 1, 20 <i>m</i>)	0,167	0,011	30	7,6	3,9	1,877	2	
	Échantillon 12 (prof. 1, 20m)	0,248	0,015	30	7,6	3,9	1,445	28	
c_c : coefficient de compression; c_s : coefficient de gonflement; $\sigma_{p_{equi}}$: pression de préconsolidation équivalente; σ'_{equi} : contrainte effective in-situ: OCR : rapport de surconsolidation; P_{equi} : potentiel de gonflement; σ_{equi} : pression de									

TABLE 3.12 – Synthèses des essais de compressibilité et de gonflement.

3.3 Essai de détermination de la résistance à la compression non consolidée – essai UCS

3.3.1 Introduction

gonflement

L'essai UCS (Unconfined Compressive Strength), décrit par la norme ASTM (2000), est l'une des méthodes les plus rapides et moins couteuses qui permet la mesure de la résistance au cisaillement des sols. Cet essai est similaire à un essai triaxial non consolidé et non drainé (UU), pour lequel la pression de confinement est quasinulle, égale à la pression atmosphérique. La résistance à la compression non consolidée est donc similaire à la résistance au cisaillement non drainé d'un essai UU. L'essai UCS peut être executé sur des sols cohérents, sous des états de saturation initiaux variés et pour des sols normalement à légèrement consolidés, car les échantillons de sol fortement surconsolidés peuvent contenir des fissures qui agissent comme des plans de faiblesse (McHenry, 2012). Cet essai n'est pas récommandé pour les sols friables, pulvérulents et secs. L'essai UCS est un essai effectué sur des éprouvettes de sol cylindrique avec un rapport H/D (hauteur/diamètre) proche de 2; cela pour minimiser l'influence du flambement si le rapport H/D est trop grand et l'effet de bord dans le cas contraire. Certains auteurs recommandent un rapport H/D compris entre 2 et 3 (Hakan and Tolga, 2015). Durant l'essai, l'échantillon est cisaillé assez rapidement de sorte que le drainage de l'eau interstitielle reste minimal.

Ces essais peuvent être menés sur des échantillons intacts et sur des échantillons remaniés. La norme ASTM (2000) recommande de déterminer un coefficient de sensibilité (s_T) qui est égal au rapport entre la résistance à la compression du sol intact et celle du sol remanié. Ce coefficient permet d'évaluer l'effet du remaniement sur la résistance à la compression.

Dans le cadre de notre étude, le but de cet essai est de déterminer la résistance à la compression non consolidée des échantillons de sol étudiés pour la comparer avec d'autres sols afin de vérifier leurs catégories d'altération. Nous réaliserons cet essai sur des échantillons compactés.

3.3.2 Procédure

Pour réaliser cet essai nous disposions de deux presses statiques de charge maximale $50 \ kN$. L'une pour la confection des éprouvettes compactées et l'autre pour effectuer la compression axiale. Le dispositif d'essai est

donnée figure 3.15.



FIGURE 3.15 - Essai UCS - Principe et réalisation

Pour la réalisation de l'essai, le matériau a été préalablement broyé manuellement (à l'aide d'une masse) puis tamisé à 5 mm. Nous l'avons ensuite laisser sécher pendant 24 h à 105 °. Après cela, le matériau a été divisé en différentes parts que nous avons humidifiées à différentes teneurs en eau. Chacune des parts a été placée dans un sac en plastique puis conservé pendant 24 h dans une glacière pour homogénéisation de la teneur en eau. Nous avons ensuite confectionné plusieurs éprouvettes cylindriques de diamètre 50 mm et de hauteur 100 mm par compactage statique à une vitesse de 2 mm/min; les éprouvettes ayant été compactées en quatre couches pour obtenir un gradient de densité relativement homogène sur la hauteur des différentes éprouvettes.

Les caractéristiques visées pour la confection des éprouvettes sont données tableau 3.13. Les degrés de saturation ont été choisis pour atteindre les différents états hydriques du sol (de l'état sec à l'état saturé) et les état de de densités correspondent aux états de densités in-situ aux profondeurs de 0,70 m pour la zone 7 et de 0,60 m pour la zone 11. Les éprouvettes de sol sont identifiées par la nomenclature "Epx - y - z" où x désigne le numéro de l'éprouvette, y est le degré de saturation visé et z est l'origine de l'échantillon. Les caractéristiques initiales des éprouvettes sont données en annexe C.

Zone 7	S_r (%)	30	50	70	90
	w (%)	10	16	23	30
	$\gamma_d (kN/m^3)$	14,3	14, 3	14, 3	14, 3
	e	0,88	0,88	0,88	0,88
	Nbre éprouv.	3	4	4	3
Zone 11	S_r (%)	30	50	70	90
	w (%)	12	19	27	35
	$\gamma_d (kN/m^3)$	13,2	13, 2	13, 2	13, 2
	e	1,05	1,05	1,05	1,05
	Nbre éprouv.	3	3	3	3

TABLE 3.13 – Caractéristiques visées pour la confection des éprouvettes.

Après confection, les différentes éprouvettes sont écrasées à une vitesse minimale recommandé dans la norme ASTM (2000) (soit $0,5 \ \%/min$). Le dispositif enregistre la valeur du déplacement axial et de l'effort exercé à la descente du piston. Les différents paramètres mesurés sont donnés tableau 3.14. A la fin de l'essai, on trace la courbe contrainte/déformation et on en déduit la valeur de la résistance à la compression au pic de la courbe.

Expressions	Remarques
$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0} \qquad (3.4)$	Δh et h_0 sont respectivement le déplacement axial (mm) et la hauteur initiale de l'éprouvette (mm) et ε_a est la déformation axiale (%).
$A = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon_a)} (3.5)$	A et A_0 sont respectivement la section droite moyenne et la section droite initiale (m^2) .
$q_u = \frac{F_{rupture}}{A} (3.6)$	$F_{rupture}$ et q_u sont respectivement l'effort axial à la rupture (kN) et la résistance à la compression non consolidée (kPa) .
$s_u = 1/2 q_u$ (3.7)	s_u est la résistance au cisaillement non drainée (pour cet essai, la cohésion non drainée c_u est égale à s_u .

TABLE 3.14 – Paramètres à déterminer pour l'essai UCS.

3.3.3 Résultats

Les figures 3.16 et 3.17 présentent l'allure des courbes contrainte-déformation obtenues pour les différents essais d'écrasement. On constate que les pics les plus hauts sont obtenus pour les degré de saturation de 50 % et de 70 %; la même tendance est obtenue pour les échantillons de la zone 11. Dans chacun des cas, on constate que plus le degré de saturation est élevé, plus la contrainte à la rupture est obtenue pour une déformation plus grande. Ce qui montre une plastification du sol pour les degrés de saturation élevés.

Comme ce sont des essais non consolidés ($\sigma_3 = 0$), la contrainte déviatorique est égale à la résistance à la compression.



FIGURE 3.16 – Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 7)



FIGURE 3.17 – Evolution de la résistance à la compression (q_u) en fonction de la déformation axiale (zone 11)

Les figures 3.18 et 3.19 montrent qu'avec la désaturation du sol, la résistance à la compression augmente. Mais en-dessous de 60% et de 50% de de degré de saturation pour la zone 7 et la zone 11 respectivement, la résistance à la compression commence à diminuer. Cette diminution peut être attribuée à la différence de la microstructure pour les échantillons confectionnés du côté sec et du côté humide de l'optimum Proctor. Les résultats d'essai UCS sont donnés dans les tableaux 3.15 et 3.16.



FIGURE 3.18 – Variation de la résistance à la compression non consolidée avec le degré de saturation (cas de la zone 11).



FIGURE 3.19 – Variation de la résistance à la compression non consolidée avec le degré de saturation (cas de la zone 7).

$S_{r_{initial}}$ (%)	30	50	70	90
$\gamma_{d_{initiale}} \ (kN/m^3)$	14, 3	14, 3	14, 3	14, 3
$q_{u_{moyen}} \ (kPa)$	256, 2	552, 4	568,8	344,9
$\varepsilon_{a,moyen}^{rupt}$ (%)	1,15	1, 33	1,88	3,61
$\begin{array}{c} F^{rupture}_{moyen}\\ (kN) \end{array}$	0,57	1,16	1,20	0,76
$s_u (kPa)$	128, 1	276, 2	284, 4	172, 4
$I_{S(50)}$ (MPa)	0,012	0,027	0,028	0,017

TABLE 3.15 – Résultats d'essais UCS (zone 7)

$S_{r_{initial}}$ (%)	30	50	70	90
$\begin{array}{c} \gamma_{d_{initiale}} \\ (kN/m^3) \end{array}$	13, 2	13, 2	13, 2	13, 2
$\begin{array}{c} q_{u_{moyen}} \\ (kPa) \end{array}$	114,8	352,7	257, 7	98,4
$\varepsilon_{a,moyen}^{rupt}$ (%)	1, 13	1,26	1,70	4,21
$F^{rupture}_{moyen}_{(kN)}$	0, 25	0,71	0, 53	0,21
$s_u (kPa)$	57, 4	176, 4	128, 9	49, 2
$I_{S(50)} (MPa)$	0,006	0,017	0,013	0,005

 TABLE 3.16 – Résultats d'essais UCS (zone 11)

Comparaison du sol de plateforme à d'autres sols pélitiques

Nous avons comparé les valeurs de résistance à la compression non consolidée obtenues avec quelques autres résultats présents dans la littérature. Dans un premier temps, nous montrons que les valeurs de résistance à la compression obtenues montrent que les matériaux étudiés sont bien dans la catégorie des sols ayant une résistance très faible (figure 3.20).



FIGURE 3.20 – Classification des roches basée sur leur résistance (Bieniawski (1984) cité Ozturk and Nasuf (2013)).

En outre, pour pouvoir comparer le matériau que l'on étudie avec les données de la littérature dont on dispose, il faut s'intéresser à la résistance au point de chargement $I_{s(50)}$ plutôt qu'à la résistance à la compression non consolidée q_u . L'essai de point de chargement ("point load test") est un essai complémentaire à l'essai UCS. Nous utilisons la corrélation entre q_u et $I_{s(50)}$ donnée par l'équation 3.8 de Sadisun et al. (2001).

$$q_u = 20, 5.I_{s(50)} \tag{3.8}$$

Où $I_{s(50)}$ est la résistance au point de chargement pour un échantillon de 50 mm de diamètre.

Les valeurs de $I_{s(50)}$ dans notre cas sont données dans les tableaux 3.15 et 3.16 présentés précédemment. La figure 3.21 présente la variation de $I_{s(50)}$ avec la catégorie d'altération pour les matériaux que nous étudions, avec quelques matériaux de la littérature. On remarque que quelque soit le type de matériau, plus la catégorie d'altération augmente, plus sa résistance diminue. Nous montrons également que les matériaux que nous étudions, comparés aux matériaux de la littérature sont bien de catégorie V à VI, leurs résistances correspondent à celles des sols résiduels. Cela quelque soit le degré de saturation.



FIGURE 3.21 – Comparaison entre la résistance au point de chargement d'altération et résistance au point de chargement de la 'claystone' de la formation du Subang et celle des autres types de roches (adapté de Sadisun et al. (2001))

3.3.4 Conclusion

La détermination de la résistance à la compression non consolidée a permis de montrer que le sol étudié peut être identifié comme une altérite pélitique de catégorie V à VI. Cette étude a été réalisée sur des échantillons de sol compactés ce qui induit qu'il y a un niveau de remaniement et donc une marge d'erreur sur les résultats obtenus. La norme ASTM (2000) recommande de déterminer un coefficient de sensibilité (s_T) pour évaluer le niveau de remaniement du sol, mais ce paramètre n'a pas été déterminé dans notre cas en raison du fait que nous ne disposions pas d'échantillons intacts pour cette étude.

3.4 Etude de l'influence de la densité sèche sur la succion

Dans cette partie, nous étudions l'effet de la sollicitation hydrique sur le comportement volumique des matériaux étudiés. Cela pour évaluer les variations volumiques lors du séchage, compte tenu de la sensibilité à l'eau des matériaux étudiés. Il convient dans un premier temps de déterminer les courbes de rétention d'eau pour chaque échantillon de sol étudié puis de trouver une relation entre l'indice des vides ou la densité sèche avec la succion pour évaluer l'effet de ce paramètre sur le comportement volumique du sol. Dans ce qui suit, nous présentons dans un premier temps les essais de détermination des courbes de rétention d'eau puis dans un second temps, nous évaluerons le comportement volumique du sol sous l'effet du séchage.

Nous utiliserons l'équation de Brooks and Corey (1964) pour ajuster les courbes que nous obtiendrons car ce modèle comprend peu de paramètres d'ajustement comparé aux autres modèles.

3.4.1 Détermination des courbes de rétention d'eau

Les courbes de rétention d'eau d'un sol sont des courbes qui permettent de relier la succion à la teneur en eau du sol (ou au degré de saturation) et ainsi de quantifier la capacité des sols non saturés à attirer et à retenir l'eau. A ce jour, il existe plusieurs techniques de mesure qui permettent la détermination des courbes de rétention d'eau (figure 3.22). Dans notre cas, nous utiliserons la technique du papier filtre car elle couvre une large gamme de valeurs de succions et est assez simple à réaliser.



FIGURE 3.22 - Comparaison des techniques de mesures de succions.

La technique du papier filtre est utilisée couramment en ingénierie géotechnique pour déterminer la succion du sol. Elle est proposée par plusieurs auteurs (Fredlund et al. (2012), Muñoz-Castelblanco (2011), Bicalho et al. (2007), Almeida et al. (2015), Kim et al. (2015)). Elle a été d'ailleurs acceptée comme méthode standard de mesure de la succion du sol par la norme ASTM (2003).

L'essai de détermination de la courbe de rétention du sol consiste à placer trois papiers filtres entre deux éprouvettes de sol, pendant un certain temps pour que l'équilibre entre la succion matricielle du sol et celle du papier filtre se fasse (figure 3.23a). Les teneurs en eau du papier filtre et du sol sont déterminées après le temps d'équilibre des succions. La courbe de calibration du papier filtre utilisé (figure 3.23b) permet de déterminer la succion matricielle du papier filtre à fonction de sa teneur en eau; la succion du papier filtre correspond à ce moment à celle du sol. La courbe de rétention d'eau du sol est enfin déterminée à la suite de plusieurs mesures du couple (succion-teneur en eau) sur plusieurs échantillons de sol en faisant varier la teneur en eau.

Le but de ces essais est premièrement d'obtenir les courbes de rétention d'eau des matériaux étudiés mais aussi de pouvoir relier la succion d'entrée d'air à l'indice des vides. C'est pourquoi, nous ferons des courbes pour plusieurs densité sèhes initiales. Nous déterminons uniquement la succion matricielle du sol par chemin d'humidification (le sol étant initialement sec). Nous utilisons également des papiers filtre Whatman No. 42 initialement secs. La norme ASTM (2003) recommande l'utilisation de papiers filtre préalablement séchés à l'étuve (au minimum 16 h) mais il est possible de les utiliser tels qu'ils sont au sortir de la boîte (Leong et al., 2016). En effet, certaines études montrent que le séchage du papier filtre à l'étuve peut modifier ses caractéristiques d'absorption, toutefois cela influence peu l'estimation de la succion (Kim et al., 2015).

Procédure d'essai

Pour la réalisation des essais, nous avons tout d'abord broyé manuellement le matériau pour éviter de le déstructurer, puis nous l'avons tamisé à 2 mm et placé 24 h à l'étuve sous une température de 105 °C. Il faut indiquer que le matériau utilisé a été initialement exposé à l'air et avait donc commencé à sécher. Durant ce séchage partiel, des mottes de terres se sont formées dans le matériau. C'est pourquoi il a été nécessaire de le broyer manuellement avant de le tamiser et de le sécher complètement à nouveau à l'étuve.

Après séchage, on procède à la séparation du matériau en plusieurs parts dont chacune sera humidifiée et malaxé manuellement à une certaine teneur en eau. Nous avons donc séparé dix parts pour pouvoir réaliser une courbe de rétention à dix points. Après malaxage, les différentes parts sont placées dans des sachets zippés renforcés par une bande de ruban adhésif (type isolant électrique) puis disposées dans une glacière isotherme pendant 24 h pour homogénéisation de la teneur en eau.



FIGURE 3.23 – Méthode du papier filtre.

Nous confectionnons ensuite des éprouvettes de sol cylindriques par compactage statique à l'aide d'une presse équipée d'un système d'entrainement motorisé qui permet de contrôler les mouvements du plateau inférieur vers le piston de diamètre 50 mm, fixé sur une traverse supérieure maintenue par deux colonnes. Un système de mesure intégré permet de mesurer l'amplitude de la charge appliquée et un capteur local fixé sur le bâti permet de mesurer le déplacement. Il est possible de régler la vitesse de compactage suivant le programme d'essai voulu. Toutefois pour ces essais, nous avons dû adapter le système de mesure de déplacement en remplaçant le capteur de déplacement par un comparateur analogique de grande course car le dispositif standard ne permet pas de connaître la position initiale du piston si le programme n'est pas encore lancé (figure 3.24).



FIGURE 3.24 – Presse CBR InfraTest : Presse utilisée pour la confection des éprouvettes.

Les éprouvettes ont été compactées dans des tubes PVC (polychlorure de vinyle), de diamètre extérieur 63 mm, pour éviter les pertes de matériau si ce dernier est assez sec. Nous avons également conservé les PVC pour les échantillons placés à des teneurs en eau élevées par souci d'homogénéité avec les échantillons secs. L'usage des PVC est une technique qui a déjà été utilisée par certains auteurs tel que Almeida et al. (2015). Le compactage statique s'est fait avec une vitesse de 2 mm/min pour permettre à l'air de s'échapper librement durant le compactage.

Nous confectionnons ainsi dix paires d'éprouvettes de diamètre 59 mm et de hauteur 25 mm. Après la confection des éprouvettes, nous plaçons une triple épaisseur de papier filtre entre deux éprouvettes. Les plus grands papiers filtres servent uniquement à protéger le papier filtre central qui sera utilisé pour la détermination de la teneur en eau finale du papier. La norme ASTM (2003) préconise d'utiliser un papier filtre central de diamètre de 55 mm, nous avons plutôt utilisé des papiers filtres centraux de 50 mm de diamètre (et de 55 mm pour les papiers filtres extérieurs). Une couche de ruban adhésif est rajoutée pour assembler les deux éprouvettes et pour apporter une étanchéité au niveau de la jointure.
L'éprouvette et le PVC sont enveloppés d'une double épaisseur de film plastique avant d'être placée dans un bocal en verre. L'ensemble est ensuite pesé puis placé dans une glacière isotherme. Le temps d'homogénéisation est fixé à quatre semaines. La figure 3.25 présente les différentes étapes de l'essai.



(a) Broyage manuel



(b) Stockage après malaxage



(c) Confection des éprouvettes



(d) Stockage après mise en boîte

FIGURE 3.25 – Etapes de l'essai de rétention

Après le temps d'équilibre, on pèse les papiers filtre centraux et la paire d'éprouvette pour déterminer les masses humides du papier filtre et du sol. Nous utilisons une balance de 0,0001~g de précision pour peser les papiers filtres et une balance de 0,01~g de précision pour peser les éprouvettes de sol. Nous les pesons de nouveau après séchage et nous déterminons la succion en fonction de sa teneur en eau par l'équation 3.9; donnée par la norme ASTM (2003) pour le papier filtre Whatman No. 42. Puis nous traçons les différentes courbes de rétention en considérant la teneur en eau du sol (et son degré de saturation) et la succion du sol. Les caractéristiques des éprouvettes à la sortie des boîtes sont données dans les tableaux 3.17 et 3.18.

$$log(\psi) = 5,327 - 0,0779.w \quad \text{si } w \le 45,3\%$$

$$log(\psi) = 2,412 - 0,0135.w \quad \text{si } w > 45,3\%$$
(3.9)

95~% OPM* 87 % OPM80~% OPM 75 % OPM S_r (%) w(%) S_r (%) w(%) S_r (%) w(%) $S_r (\%)$ w(%) $_{(kN/m^3)}^{\gamma_d}$ $\gamma_d \ (kN/m^3)$ $\gamma_d \ (kN/m^3)$ γ_d (kN/m^3) 26, 915, 297, 814, 437, 813, 192, 140, 612, 393, 331, 696, 096, 688, 324, 815, 330, 814, 594, 337, 213, 193, 139, 612, 585, 523, 915, 488,4 29, 514, 292, 035, 613, 290, 039,012, 483.7 23.015, 585,028,014, 387, 433.413, 384.8 36.6 12, 434, 622,030, 613, 580,6 15, 581,6 26, 614, 382, 581,0 12, 519, 570, 128, 013, 430, 769, 615, 422, 814, 474, 170, 412, 416, 623, 765, 016, 060, 519, 914, 363, 013, 460, 326, 412, 450, 613, 915, 550, 216, 914, 119, 813, 349, 922, 112, 351, 913, 440, 811, 315, 441, 513, 714, 341, 815, 835, 416, 412,031, 38,715, 431, 310, 514, 231, 111, 713, 4_ _ 7, 822, 16, 415, 123, 314, 2---_ -*Niveau de densité par rapport à la densité sèche maximale Proctor modifié

Où w est la teneur en eau massique (%)et ψ est la succion (kPa).

 TABLE 3.17 – Résultats des essais de rétention de la zone 7-caractéristiques des échantillons

95 % OPM*		80 % OPM			70 % OPM			
S_r (%)	w (%)	$\gamma_d \ (kN/m^3)$	S_r (%)	w (%)	$\gamma_d \ (kN/m^3)$	S_r (%)	w (%)	$\gamma_d \ (kN/m^3)$
95,7	25,0	15, 8	97,0	37,9	13, 2	95, 1	45,2	11,8
93,4	24, 3	15, 9	95, 4	36,9	13, 2	87,4	41,7	11,8
90,7	23,7	15, 8	93, 2	36, 1	13, 2	77, 2	37,7	11, 6
88,1	22,8	15, 9	86, 2	32, 6	13, 4	62, 9	29,9	11,8
82,5	21,0	16, 0	82,6	30,9	13, 4	52, 1	24,9	11,8
70, 5	17, 6	16, 1	71, 0	26,7	13, 4	46, 3	21,9	11,8
61, 3	15, 8	16, 0	62, 0	23,7	13, 3	32, 5	15, 4	11,8
51, 2	12,9	16, 1	53, 6	21,0	13, 1	-	-	-
37, 1	9, 6	15, 9	44,8	17,8	13, 0	-	-	-
30,7	8,0	15,9	35, 1	13,2	13, 4	-	-	-
*Niveau de	e densité par	rapport à la de	ensité sèche i	maximale Pro	octor modifié			

TABLE 3.18 – Résultats des essais de rétention de la zone 11-caractéristiques des échantillons

Résultats : influence de la densité sèche

Les courbes de rétention d'eau, dans le plan $(\psi - S_r)$ pour les différents matériaux, sont données figures 3.26 et 3.27. On constate que les courbes se translatent de la gauche vers la droite avec l'augmentation de la densité sèche.



FIGURE 3.26 – Courbes de rétention d'eau Zone 7-plan ($\psi - S_r$).



FIGURE 3.27 – Courbes de rétention d'eau Zone 11-plan ($\psi - S_r$).

Les figures 3.28 et 3.29 présentent la variation de la succion avec la teneur en eau (plan $(\psi - w)$). On voit que pour les fortes valeurs de succion $(\psi > 10MPa)$ la densité sèche n'a plus d'effet significatif, ce qui est le mieux mis en évidence pour les échantillons de la zone 11. Pour ces gammes de succions élevées, les courbes se confondent dans le plan $(\psi - w)$.



FIGURE 3.28 – Courbes de rétention d'eau Zone 7-plan ($\psi - w$).



FIGURE 3.29 – Courbes de rétention d'eau Zone 11-plan ($\psi - w$).

Pour comparer les résultats des échantillons des deux zones, on présente l'ensemble des résultats à la figure 3.30. On constate que les courbes de rétention des échantillons de la zone 11 ont une pente plus petite que celle des échantillons de la zone 7 dans le plan ($\psi - S_r$). Ce qui montre que la vitesse de désorption est donc plus grande pour les échantillons de la zone 7. Le tableau 3.19 présente le bilan des essais de rétention.



FIGURE 3.30 – Comparaison des résultats entre les deux zones.

	% OPM	95	87	80	75
Zone 7	$\gamma_d (kN/m^3)$	15,7	14, 3	13, 2	12, 4
	e	0,72	0,88	1,04	1, 18
	λ	0, 33	0, 33	0, 33	0, 33
	$\psi_{aev} (kPa)$	2000	1200	200	60
	% OPM	95	80	70	-
	$\gamma_d (kN/m^3)$	15, 8	13, 2	11, 6	-
Zone 11	e	0,71	1,05	1,33	-
	λ	0,22	0,22	0,22	-
	$\psi_{aev} (kPa)$	2000	170	60	-

 TABLE 3.19 – Bilan des essais de détermination des courbes de rétention d'eau.

Pour l'ajustement des résultats expérimentaux, nous avons utilisé le modèle de Brooks and Corey (1964) qui donne la relation permettant de lier le degré de saturation à la succion telle que présentée par l'équation 3.10.

$$S_{r} = \begin{cases} \frac{w(\psi)}{w_{s}} = \left(\frac{\psi_{aev}}{\psi}\right)^{\lambda} & \text{si } \psi > \psi_{aev} \\ \frac{w(\psi)}{w_{s}} = 1 & \text{si } \psi \le \psi_{aev} \end{cases}$$
(3.10)

Où $w(\psi)$, w_s et S_r sont respectivement la teneur en eau massique fonction de la succion ψ , la teneur en eau massique de saturation et le degré de saturation. ψ_{aev} est la succion d'entrée d'air.

Sur la base des résultats d'essais, il est possible d'établir une relation entre la succion d'entrée d'air (ψ_{aev}) et l'indice des vides (e). En général, la succion d'entrée d'air diminue significativement quand l'indice des vides augmente et à partir d'une certaine valeur d'indice des vides, elle commence à se stabiliser avec des valeurs négligéables. Kawai et al. (2000) (cité dans Jian and Yu (2005)) ont démonré cette tendance en étudiant les effets de l'indice des vides initial sur les courbes de rétention d'eau d'une argile limoneuse. Ils ont fait des essais œdométriques à succion contrôlée et ont montré qu'un chargement appliqué à un échantillon, placé initialement à une valeur de succion, produit une migration de l'eau qui devient d'autant plus importante quand la succion dépasse la succion d'entrée d'air. Ils ont noté que plus l'indice des vides initial est grand (volume des pores important), moins la succion d'entrée d'air est importante. Ils ont donc corrélé ces deux paramètres par une fonction de type puissance (équation 3.11). Dans notre cas, la relation de type puissance entre l'indice des vides et la succion d'entrée d'air est donnée par la figure 3.31.

$$\psi_{aev}(e) = A.e^B \text{ avec } B < 0 \tag{3.11}$$

Salager et al. (2013) ont étudié les mécanismes physiques qui gouvernent les propriétés de rétention d'eau des sols déformables, il sont montré que la succion d'entrée d'air est fonction de la déformation volumique du sol et que ces deux paramètres peuvent être liés par le modèle bi-linéaire de Nuth and Laloui (2008). Ce modèle est définit par deux droites (figure 3.32). Avec une équation de droite pour le premier palier, pour lequel la variation de la succion d'entrée d'air est importante (équation 3.12), où π_H un paramètre matériel, *e* l'indice des vides et $\psi_{aev_{ref}}$ la succion d'entrée d'air de référence. La variation de la succion de la succion d'entrée d'air se produit durant ce premier palier. Mais pour que cette l'équation du premier palier soit valable, il faut définir une valeur spécifique de l'indice des vides (e_t) pour s'assurer que la valeur minimale de la succion d'entrée d'air soit soit négligeable et ne devienne pas négative. Durant le second palier, la succion d'entrée d'air reste constante quelle que soit la valeur de l'indice des vides.

$$\psi_{aev}(e) = \pi_H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0} + \psi_{aev_{ref}} \text{ pour } e < e_t \tag{3.12}$$

Salager et al. (2013) ont montré que le modèle bi-linéaire de Nuth and Laloui (2008) peut donner une bonne estimation de la succion d'entrée d'air. Il est possible de reformuler le modèle de Nuth and Laloui (2008) en remplaçant la déformation volumique par l'indice des vides comme présenté par l'équation 3.13, où A est un paramètre matériel et B la succion d'entrée d'air de référence. Cette équation est valable pour le premier palier. Après ce palier, la succion d'entrée d'air est supposée constante.

$$\psi_{aev}(e) = \begin{cases} A.e + B & \text{pour } e \le e_t \\ A.e_t + B & \text{pour } e > e_t \end{cases}$$
(3.13)

L'équation de ce premier palier est calibré pour des valeurs spécifiques d'indice des vides de 1,083 pour la zone 7 et de 1,079 pour la zone 11, cela pour que la succion d'entrée d'air atteigne une valeur minimale avant de rentrer dans le palier de stabilisation. Comme le modèle de type puissance de Kawai et al. (2000) peut induire une surestimation de la succion d'entrée d'air si l'indice des vides est inférieur à 0,7, sur la figure 3.31, on voit par exemple qu'entre les indices des vides de 0,7 à 0,5, on peut passer à des succions de 2000 kPa à $4 \times 10^4 kPa$. Le modèle bi-linéaire est donc privilégié dans le cadre de cette étude. Les paramètres des différents modèles sont donnés dans le tableau 3.20.



FIGURE 3.31 – Relation de type puissance entre la succion d'entrée d'air et l'indice des vides



FIGURE 3.32 – Relation b-linéaire entre la succion d'entrée d'air et l'indice des vides

	Zone 7		Zone 11		
	Modèle puis- sance	Modèle linéaire (1 ^{ier} palier)	Modèle puis- sance	Modèle linéaire (1 ^{ier} palier)	
Α	258,0	$-5,6 \times 10^{3}$	270, 1	$-5,5 \times 10^{3}$	
В	-7, 3	$6,0 \times 10^{3}$	-5,7	$5,9 \times 10^3$	
R^2	0,93	1,00	0,99	1,00	

 TABLE 3.20 – Paramètres pour le modèle d'ajustement de la relation entre la succion d'entrée d'air et l'indice des vides

3.4.2 Détermination des courbes d'humidification-drainage

Pour estimer les variations volumiques des matériaux étudiés, nous les avons soumis à un cycle de séchage. Nous avons au préalable écrêté les matériaux à 2 mm puis nous les avons compactés aux densités sèches correspondants aux différentes profondeurs de prélèvement pour confectionner des éprouvettes cylindriques de 59 mm de diamètre et de 25 mm d'épaisseur. Les différentes éprouvettes ont été préparées à la teneur en eau de saturation.

Après confection des éprouvettes, nous avons au préalable noté leurs caractéristiques initiales (masse humide, volume) puis nous les avons laissé sécher à l'air du laboratoire $(21 \,^{\circ}C)$ en mesurant progressivement la variation de leurs masses et de leurs volumes jusqu'à ce que les variations mesurées deviennent négligeables. Durant la phase drainage, les mesures étaient faites trois fois par jour, à l'aide d'un pied à coulisse.

Pour ces essais, nous n'avons pas mesuré la succion. Nous avons estimé les valeurs de succion à partir des données mesurées (teneur en eau et indice des vides) et des équations 3.10 et 3.13. L'expression de la succion en fonction de la succion d'entrée d'air est donnée par l'équation 3.14. Nous avons uniquement considéré le premier palier du modèle bi-linéaire pour estimer la succion durant le retrait afin d'éviter de prendre en compte des valeurs constantes de succion après ce premier palier. Les paramètres initiaux pour la préparation des échantillons sont donnés dans le tableau 3.21.

$$\psi(e) = (A.e + B).S_r^{-1/\lambda} \text{ pour } e \le e_t$$
(3.14)

Origine	Zone 11	Zone 11	Zone 7	Zone 7
Éprouvette	Ep1	Ep2	Ep1	Ep2
Cas	80%OPM	70%OPM	87%OPM	75%OPM
Prof. sous l'arase (m)	0,60	1,20	0,70	1,20
$\gamma_d \ (kN/m^3)$	13, 0	12, 0	14,1	12, 1
$\gamma_s~(kN/m^3)$	27, 0	27, 0	26, 9	26,9
e	1,08	1,25	0,91	1,22
w (%)	37	46	33	44

 TABLE 3.21 – Caractéristiques initiales des éprouvettes de sol

Résultats

Les résultats d'essai sont présentés figures 3.33 et 3.34. Comme nous avons utilisé le modèle linéaire pour estimer les valeurs de succion afin d'obtenir les courbes des plans $[\psi - e]$, $[\psi - S_r]$ et $[\psi - w]$, et que ce modèle est limité à une valeur d'indice des vides maximale (1,083 pour la zone 7 et 1,079 pour la zone 11), on voit sur ces courbes que le nombre de points expérimentaux est inférieur par rapport aux courbes des plans [w - e] et $[w - S_r]$.



FIGURE 3.33 – Courbe de séchage (cas de l'éprouvette Ep2 de la zone 7)



FIGURE 3.34 – Courbe de séchage (cas de l'éprouvette Ep1 de la zone 11)

Ces résultats montrent que dans le plan [w - e], au début du séchage, le chemin de drainage est linéaire jusqu'à un point d'inflexion correspondant à la limite de retrait (pour la zone 7 on a $w_{S_L} = 19 \%$, $e_s = 0, 53$ et pour la zone 11 on a $w_{S_L} = 16 \%$, $e_s = 0, 50$). Dans le plan $[log(\psi) - e]$, on voit qu'à partir de l'indice des vides correspondant à la limite de retrait, le sol ne subit plus une variation de volume importante; la variation de l'indice des vides devient presque nulle. Dans le plan $[w - S_r]$, on peut déduire la valeur de la teneur en eau de saturation qui est de 44 % pour la zone 7 et de 39 % pour la zone 11. Les plans $[log(\psi) - S_r]$ et $[log(\psi) - w]$ montrent que la désaturation du sol s'accentue après que la limite de retrait ait été atteinte. Ces essais mettent en évidence la sensibilité aux variations hydriques du sol étudié puisque les valeurs de succion peuvent atteindre plus de 10 MPa. On note également que cet essai met en évidence des déformations volumiques (ε_v) importantes données dans le tableau 3.22 où les déformations volumiques (ε_v) sont calculées en fonction de la déformation axiale (ε_a) et de la déformation radiale (ε_r) comme donnée par l'équation 3.15. L'écart entre les indices des vides initiaux et finaux montrent que le sol peut perdre la moitié de son volume durant le séchage.

		Etat initial		Etat fir		
	Nom	e_i	w_i (%)	e_f	w_f (%)	ε_v (%)
Zone 7	EP1	0,91	32, 6	0, 49	5, 6	24
	EP2	1,22	43, 6	0, 53	5, 1	35
Zone 11	EP1	1,08	37, 2	0, 49	4, 2	32
	EP2	1,25	45, 6	0, 48	2, 8	39

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2.\varepsilon_r \tag{3.15}$$

 TABLE 3.22 – Caractéristiques initiales et finales mesurées durant l'essai de séchage

La figure 3.35 présente la représentation spatiale (espace (e, ψ, w)) du chemin de drainage pour l'échantillon de sol de la zone 7. Cette figure permet de mettre en évidence la complémentarité des différents chemins, dans les plans $[\psi, e], [\psi, w]$ et [w, e]. Elle montre la compressibilité du sol sous l'effet de la succion durant le drainage.



FIGURE 3.35 – Courbe de séchage (cas de l'éprouvette Ep2 de la zone 7)

3.4.3 Bilan

Les différents essais réalisés ont permis de déterminer les courbes de rétention d'eau, pour des indices des vides constants (essais de détermination des courbes de rétention d'eau) et pour des indices des vides variables (essai de séchage), des matériaux étudiés. Nous avons vérifié l'influence de la densité sèche et de l'indice des vides sur les courbes de rétention d'eau. Nous avons pu déterminer une relation qui lie l'indice des vides à la succion d'entrée d'air pour les matériaux étudiés. Cette relation nous a servi d'appui pour étudier le comportement volumique du sol lors du séchage.

Les essais de séchage sont très importants car ils permettent d'évaluer le comportement volumique du sol de plateforme lors des cycles saisonniers, et donc d'estimer la limite de retrait du sol qui est une caractéristique essentielle pour les sols gonflants.

3.5 Synthèse et discussion

Nous avons effectué un ensemble d'essais en laboratoire pour étudier le comportement mécanique du sol de plateforme de la ligne du Transgabonais. Les essais d'identification ont montré que les matériaux étudiés sont très plastiques compressibles et gonflants. L'analyse minéralogique et la prise d'image au microscope électronique à balayage ont permis de déceler la présence des minéraux argileux gonflants (smectites) mais pas de confirmer leur présence car l'analyse sur échantillon normal seul ne suffit pas à confirmer la présence de tels minéraux. Pour cela, ils aurait fallu confronter l'analyse sur échantillon normal à une analyse faite sur des échantillons traités à l'éthylène glycol.

Compte tenu de l'influence de l'état hydrique sur le comportement des matériaux étudiés, nous avons déterminé une relation entre l'indice des vides et la succion d'entrée d'air pour les deux matériaux. Cette relation nous a permis d'obtenir les courbes de séchage du sol et de montrer que le matériau de plateforme présente des variations volumiques importantes de plus de 30%. Cela a pour conséquence d'engendrer une forte déformabilité de la voie ferrée entre les saisons sèches et humides.

Chapitre 4

Étude du comportement mécanique du sol constituant la plateforme du Transgabonais

L'objectif de ce travail est de mettre en place une méthodologie de diagnostic de la plateforme du Transgabonais qui doit être adaptée aux conditions d'accès et d'exploitation de la voie pour en identifier les caractéristiques mécaniques essentielles et de hiérarchiser les différents tronçons de voie sur la base d'une quantification de la déformation du sol de plateforme à partir d'un modèle de prédiction. Cette méthodologie doit également permettre de définir la structure de la plateforme.

Pour atteindre ces objectifs, nous nous sommes proposé de suivre une démarche qui associe une étude en laboratoire et une étude in-situ. L'étude en laboratoire va consister à caractériser les matériaux étudiés (nature, minéralogie, etc) puis à comprendre leurs comportements mécaniques sous sollicitation cyclique. Cette dernière étape doit permettre de produire un modèle de prédiction des déformations permanentes qui prend en compte des paramètres liés au trafic et au sol de plateforme tels que la fréquence de charge (N), la charge à l'essieu (q), le degré de saturation (S_r) et le poids volumique sec (γ_d) .

Dans cette optique, nous associons l'étude de la relation qui permet d'estimer le poids volumique sec à partir de la résistance dynamique de pointe et degré de saturation. L'utilisation de cette relation permet dans un premier temps l'utilisation du pénétromètre dynamique léger PANDA® qui présente de nombreux avantages pratiques et dans un second temps, elle rend possible le lien entre les essais en laboratoire et les essais in-situ.

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats des essais en laboratoire (identification GTR, minéralogie, compresibilité/gonflement, courbes de calibration, courbe de rétention d'eau et essais triaxiaux). Nous déterminerons également le modèle de prédiction des déformations permanentes et nous établirons le lien avec les essais in-situ. Une vérification du modèle sera proposée.

4.1 Caractérisation à l'aide des courbes de calibration

Aujourd'hui, pour l'optimisation de l'essai pénétrométrique à l'aide du PANDA®, on associe l'usage d'une base de données qui comprend des matériaux de référence classés suivant la norme AFNOR (1992a). Pour chacun des matériaux de référence, des courbes de calibration permettant de relier la résistance du sol à l'état hydrique et au poids volumique sec sont établies. Ainsi, au moyen de mesures pénétrométriques in-situ, et si le matériau en place est de même classe GTR que le matériau de référence. La connaissance de ces courbes est donc nécessaire pour permettre la caractérisation in-situ des ouvrages en terre à l'aide du PANDA®.

Les courbes de calibration décrivent la relation entre le poids volumique sec et la résistance dynamique de pointe du sol. Le poids volumique sec est choisis car c'est le paramètre de référence utilisé pour le contrôle de compactage. Une illustration des courbes des calibration est donnée par la figure 4.1. Les courbes de calibration

sont obtenues expérimentalement et sont données par une relation analytique de type logarithmique telle que présentée par l'équation 4.1.

$$\gamma_d = A.ln(q_d) + B \tag{4.1}$$

Où γ_d est le poids volumique sec du sol (kN/m^3) , q_d est la résistance dynamique de pointe (MPa) et A et B sont des paramètres d'ajustement.



FIGURE 4.1 – Exemple de courbe de calibration (Chaigneau, 2001)

L'équation 4.1 avait été proposée par Chaigneau (2001) durant ses travaux de thèse. Il avait trouvé que la relation logarithmique décrit au mieux la relation entre le poids volumique sec et la résistance dynamique de pointe. Toutefois les paramètres *A* et *B* dépendent de l'état hydrique du sol. A l'heure actuelle, les courbes de calibration permettent d'estimer le poids volumique sec avec précision si la teneur en eau du sol testé est la même que celle de la courbe de calibration. Dans le cas contraire on doit faire une interpolation pour avoir une valeur approchée du poids volumique sec. L'intérêt de notre étude est de produire un modèle permettant de fournir une estimation précise du poids volumique sec des matériaux en place à partir d'essais in-situ au pénétromètre. Compte tenu de cela, Morvan and Breul (2016) ont introduit le degré de saturation dans cette relation. L'expression proposée par Morvan and Breul (2016) est donnée par l'équation 4.2 telle que :

$$\gamma_d = A(S_r).ln(q_d) + B(S_r) \tag{4.2}$$

Avec $A(S_r)$ et $B(S_r)$ sont des paramètres d'ajustement dépendant du degré de saturation.

Dans cette partie, nous présentons la procédure d'essai pour la détermination des courbes de calibration des matériaux de plateforme du Transgabonais, qui sont des matériaux de classes GTR A3 et A4. Nous aborderons ensuite la procédure analytique pour l'applicabilité de la relation de Morvan and Breul (2016) à notre étude. A l'heure actuelle, il n'existe pas de courbes de calibration établies pour les matériaux de classes GTR A3 et A4 car ils ne sont généralement pas prescrit en utilisation comme matériaux de plateforme.

4.1.1 Protocole et dispositif d'essai

Démarche expérimentale

La procédure de l'essai de détermination des courbes de calibration a été décrite par Chaigneau (2001). Cet essai consiste à compacter une quantité de matériau, initialement placée à une teneur en eau donnée, dans un grand moule. Le compactage peut être de type statique ou dynamique. Il est prescrit de compacter le matériau en plusieurs couches pour limiter l'effet des frottements sur la résistance du sol. Suivant ces conditions, le matériau est compacté à une densité sèche visée. On effectue ensuite un sondage pénétrométrique de type PANDA® pour en mesurer la variation de la résistance dynamique de pointe sur toute l'épaisseur du volume de sol compacté. On détermine enfin le couple (q_{d_1}, γ_d) .

Pour la réalisation de ces essais, nous choisissons une valeur de teneur en eau par état hydrique. Compte tenu du fait que le sol de plateforme soit le plus souvent exposé à l'eau, nous avons considéré les trois états hydriques suivants : moyen, humide et très humide. Nous choisissons cinq valeurs de densités sèches, variant d'un état de densité faible à un état de densité correspondant à 100 % de l'optimum Proctor modifié, pour appliquer les niveaux de compactage. C'est en raison des limitations dues au dispositif d'essai mis en place, que nous avons choisi la densité sèche maximale de l'ordre de 100 % de l'optimum Proctor modifié. En outre, nous avons choisis l'optimum Proctor modifié à la place de l'optimum Proctor normal en raison du fait que le compactage des couches de sol sur la voie ferrée Transgabonais se font en général en référence au Proctor modifié. Par ailleurs, nous effectuons seulement un sondage pénétrométrique par moule. La figure 4.2 présente la démarche pour l'obtention des courbes de calibration. Il est possible d'obtenir les relations $\gamma_d = f(q_{d_0})$ et $\gamma_d = f(z_c)$ en plus de la relation $\gamma_d = f(q_{d_1})$ qui est la plus importante pour estimer le poids volumique sec in-situ. Avec q_{d_0} étant la résistance dynamique de pointe en profondeur et z_c étant la profondeur critique (cf. partie 2.3.1).



FIGURE 4.2 – Démarche expérimentale pour l'obtention des courbes de calibration

Les caractéristiques Proctor pour les différents échantillons sont rappelées tableau 4.1. Le programme d'essai et les caractéristiques éprouvettes sont donnés en annexe D.

	$\gamma_{dOPM} (kN/m^3)$	16, 50					
Zone 7	w_{OPM} (%)	19,97					
	$\gamma_{dOPN} \ (kN/m^3)$	15, 50					
	w_{OPN} (%)	21,57					
	$\gamma_{dOPM}~(kN/m^3)$	16,60					
Zone 11	w_{OPM} (%)	16, 21					
Zone 11	$\gamma_{dOPN} (kN/m^3)$	15,00					
	w_{OPN} (%)	21,55					
γ_d : poids	γ_d : poids volumique sec; w : teneur en eau massique;						
<i>OPM</i> et <i>OPN</i> : respectivement optimum Proctor mo-							
difié et no	difié et normal						

 TABLE 4.1 – Rappel des caractéristiques Proctor des matériaux étudiés

Dispositif d'essai

Nous avons mis en place un dispositif d'essai (figure 4.3) nous permettant de confectionner différentes éprouvettes de sol à différentes densités sèches et teneurs en eau. Le dispositif comprend les éléments suivant :

- Un portique de 3,73 m de hauteur (suffisamment résistant pour soulever des charges jusqu'à 2000 kg);
- Un mouton de 25 kg minimum (levé à 1, 80 m max) (figure 4.5c);
- Une poulie oscillante de 15 kN de charge de rupture;
- Une double poulie de 24 kN de charge de rupture;
- Une corde souple de 8 m;
- Une tige guide (4, 1 m de longueur et 6 cm de diamètre);
- Un moule de calibration cylindrique ($\phi_{int} = 32 \ cm$ et $h = 80 \ cm$) avec une paroi suffisamment rigide pour limiter les déformations latérales lors du compactage (1,5 cm d'épaisseur).



FIGURE 4.3 – Schéma du dispositif d'essais de calibration

Chaigneau (2001) a montré que le diamètre minimum du moule de calibration doit être supérieur à 20 fois le diamètre de la pointe (soit $32 \ cm$). En outre la hauteur minimale du moule doit être de 70 cm (10 cm pour éviter l'effet de fond, 30 cm qui est la valeur maximale pour atteindre la profondeur critique dans le cas d'un sol fin, $30 \ cm$ pour la mesure de la résistance dynamique en profondeur). Nous choisissons donc une hauteur de $80 \ cm$. Les dimensions du moule sont données figure 4.4.



FIGURE 4.4 – Schéma du moule utilisé pour les essais de calibration

La tige guide utilisée à un diamètre de 6 cm, nous l'avons rallongée de 2 m pour pouvoir la fixer à la traverse supérieure du portique afin de la maintenir à la verticale (figure 4.5b). La tige guide comprend également un socle cylindrique, en acier. Le socle est soudé à la base de la tige guide et a pour rôle d'assurer le maintien de la tige en position verticale et de distribuer uniformément l'énergie apportée par la masse tombante.

L'utilisation du dispositif mis en place permettra ainsi d'appliquer un compactage de type Marshall. Selon Chaigneau (2001), le compactage statique en plusieurs couches minces est approprié car il permet non seulement d'obtenir une bonne homogénéité de la densité mais également de limiter les frottements latéraux qui peuvent induire un gradient de densité sur la hauteur de l'éprouvette. Dans notre cas, le type de compactage que nous adoptons, tout comme le compactage Proctor, a pour effet de surcompacter la partie supérieure de la couche compactée. Pour limiter les frottements latéraux sur le sol, nous ferons un compactage en plusieurs couches de 10 *cm* jusqu'à obtention de l'éprouvette finale.



(a) Dispositif d'essai mis en place.

(b) Fixation de la tige sur le montant.

(c) Masse tombante fixée à l'aide des poulies.

FIGURE 4.5 – Dispositif d'essai et ses éléments complémentaires.

4.1.2 Résultats des essais de calibration

Les différents résultats sont présentés figure 4.6 et 4.7. Le tableau 4.2 présente les caractéristiques finales des éprouvettes. Au cours des essais, nous avons vérifié que les frottements le long de la tige durant les sondages pénétrométriques étaient négligéables.



FIGURE 4.6 – Courbes de calibration pour les états hydriques (moyen, humide et très humide) pour le matériau prélevé sur la zone 7.



FIGURE 4.7 – Courbes de calibration pour les états hydriques (moyen, humide et très humide) pour le matériau prélevé sur la zone 11.

Origine de	Moulo	$\alpha (l_{\rm e} N/m^3)$	% OPM	an (%)	S (%)	an (%)	Etat hy-
l'échantillon	WIGUIC	$\gamma_d (\kappa N/m^2)$	70 OI WI	<i>w</i> (70)	$D_r(70)$	w_{moy} (70)	drique
	Moule 1 (M1)	$11, 1 kN/m^3$	67%	17 %	32 %		
	Moule 2 (M2)	$11,9 kN/m^3$	72~%	17 %	36~%		
	Moule 3 (M3)	$13,2 kN/m^3$	80 %	17 %	45%	17 %	Moyen
	Moule 4 (M4)	$15,0 kN/m^3$	91 %	16 %	56~%		
	Moule 5 (M5)	$10,6 \ kN/m^3$	64%	20 %	35 %		
Zone 7	Moule 6 (M6)	$11,7 \ kN/m^3$	71 %	22 %	47%		
	Moule 7 (M7)	$13,4 kN/m^3$	81 %	22%	60%	22%	Humide
	Moule 8 (M8)	$15,0 kN/m^3$	91 %	22 %	75%		
	Moule 9 (M9)	$10,6 kN/m^3$	64~%	24%	42%		
	Moule 10 (M10)	$11,9 kN/m^3$	72%	25 %	52~%		
	Moule 11 (M11)	$13,6 kN/m^3$	82%	24%	67%	24 %	Très humide
	Moule 12 (M12)	$15,3 kN/m^3$	92~%	24~%	84~%		
	Moule 1 (M1)	$11, 3 kN/m^3$	68~%	17 %	32 %		
	Moule 2 (M2)	$12,9 kN/m^3$	78%	17 %	41 %		
	Moule 3 (M3)	$14, 2 kN/m^3$	85 %	16%	49%	16~%	Moyen
	Moule 4 (M4)	$16, 1 kN/m^3$	97~%	16 %	61 %		
	Moule 5 (M5)	$11, 2 kN/m^3$	67 %	22%	43 %		
Zone 11	Moule 6 (M6)	$12,7 \ kN/m^3$	76%	23 %	55 %		
	Moule 7 (M7)	$14, 1 kN/m^3$	85 %	23 %	66%	22%	Humide
	Moule 8 (M8)	$15,8 kN/m^3$	95~%	22 %	82%		
	Moule 9 (M9)	$10,8 kN/m^3$	65 %	29 %	52~%		
	Moule 10 (M10)	$12,4 kN/m^3$	75 %	29 %	67%		
	Moule 11 (M11)	$13,8 kN/m^3$	83 %	29 %	80 %	29%	Très humide
	Moule 12 (M12)	$15,4 kN/m^3$	93~%	28 %	100 %		

 TABLE 4.2 – Résultats des essais de calibration

	w (%)	$A \left(kN/m^3 \right)$	$B (kN/m^3)$	R^2	Classe GTR
	16,96	1,8527	9,2484	0,9296	
Zone 7	21,86	2,1562	9,3548	0,8997	A3
	24, 34	3,5792	8,4809	0,9923	
	16, 30	1,8346	9,7	0,9492	
Zone 11	22,40	2,7182	9,2106	0,9817	A4
	28.85	2.9732	9,9836	0.6225	

Les caractéristiques des courbes de calibration obtenues (paramètres A et B) sont données tableau 4.3.

TABLE 4.3 – Paramètres A et B pour les sols étudiés.

Comme les deux matériaux étudiés sont de même nature et exposés aux mêmes conditions environnementales et d'exploitation, on retrouve une similarité entre les différentes courbes. Ce qui montre que les deux matériaux ont des résistances similaires (figure 4.8).



FIGURE 4.8 – Vérification de la similarité des courbes obtenues

Les courbes obtenues sont conformes à celles de la littérature. Elles mettent en évidence la diminution de la résistance dynamique avec l'augmentation de la teneur en eau. Plus la teneur en eau est élevée et plus la courbe de calibration se rapproche de l'axe ordonnée avec des valeurs de résistances plus faibles. Ce qui fait que la variation du poids volumique sec pour les teneurs en eau élevées a peu d'effet sur la résistance de pointe. On constate que pour une même valeur de poids volumique sec, la résistance dynamique est plus importante que l'on passe de l'état hydrique très humide à l'état hydrique moyen.

Bilan

Les courbes de calibration sont utiles pour estimer de façon indirecte le poids volumique sec du sol. Elles sont décrites par la relation de Chaigneau (2001), qui est de la forme $\gamma_d = f(q_d)$ (équation 4.1). La limite des courbes de calibration est qu'elles sont définies pour une teneur en eau donnée ; ainsi si on veut estimer le poids volumique à partir d'une teneur en eau différente, dont on ne connait pas la courbe la calibration, on doit procéder par une interpolation qui peut induire des marges d'erreurs plus ou moins importantes de la valeur du poids volumique sec. Pour optimiser l'usage des courbes de calibration, il faut donc chercher une formulation de type $\gamma_d = f(q_d, w)$ ou $\gamma_d = f(q_d, S_r)$.

Nous avons pu déterminer les courbes de calibration des matériaux de classe A3 et A4 constitutifs de la plateforme du Transgabonais, dans les zones étudiées. les résultats obtenus montrent une similarité entre les courbes de calibration des deux matériaux. Le fait que les essais aient été effectués sur des échantillons reconstitués par compactage cela permet d'avoir des résultats proches de la réalité.

4.1.3 Estimation du poids volumique sec in-situ

Nous envisageons l'estimation du poids volumique sec in-situ car ce paramètre doit être pris en compte dans le modèle de prédiction des déformations permanentes que nous nous proposons déterminer à la suite des essais triaxiaux. Il nous faut optimiser l'usage des courbes de calibration, par une relation de type $\gamma_d = f(q_d, w)$ ou $\gamma_d = f(q_d, S_r)$ qui prend en compte la teneur en eau ou le degré de saturation dans le calcul du poids volumique sec, ce qui rend plus simple et plus fiable l'estimation de ce paramètre. Une relation de type $\gamma_d = f(q_d, w)$ est pratique dans le cas où l'on veut procéder à une estimation du poids volumique sec dans les campagnes d'essais in-situ, sur un ouvrage dont on connait les courbes de calibration, car la teneur en eau est un paramètre qui peut se mesurer in-situ. Toutefois, comme la teneur en eau ne prend pas en compte l'effet de la texture ou l'état de serrage du sol comme le degré de saturation, la relation de type $\gamma_d = f(q_d, w)$ est donc moins précise qu'une relation de type $\gamma_d = f(q_d, S_r)$. Compte tenu de cela Morvan and Breul (2016) ont proposé une relation de la forme $\gamma_d = f(q_d, S_r)$.

Dans cette partie, nous présentons la relation de Morvan and Breul (2016) qui prend en compte le degré de saturation et notamment la méthodologie suivie pour son application. Puis dans le souci de pouvoir utiliser cette relation dans le contexte in-situ, nous présenterons son adaptation à la caractérisation in-situ pour estimer le poids volumique sec par une méthode itérative.

Modèle pour l'estimation du poids volumique sec in-situ

Expression du modèle

Le poids volumique sec est un indicateur de la compacité et de la résistance du sol en place. Plusieurs solutions permettent de mesurer ce paramètre sur un ouvrage en place, notamment la technique du densitomètre à membrane et celle du gamma densimètre (ou nucléodensimètre), pour ne citer que ceux là. Aujourd'hui l'usage du pénétromètre dynamique léger PANDA® pour le contrôle de compactage est de plus en plus utilisé notamment en France. Pour optimiser cette méthode, il faut proposer une relation analytique qui va donner une meilleure estimation du paramètre recherché.

Il existe plusieurs modèles dans la littérature qui lient le poids volumique sec du sol (γ_d) à la résistance de pointe (q_p) (Dexter et al. (2007), Busscher (1990), Jakobsen and Dexter (1987), Busscher et al. (1987), Manokararajah and Jayatissa (1994), Vaz et al. (2013), etc). Nous en présentons quelques-uns dans le tableau 4.4.

Auteurs	Expressions	Remarques
Jakobsen and Dexter (1987)	$q_p = e^{a+b.\gamma_d + c.w} \tag{4.3}$	a, b et c sont des constantes. Dans cette expres- sion w peut être remplacé par la teneur en eau volumique θ .
Upadhyaya et al. (1982)	$q_p = a.\gamma_d^b.e^{c.w} \tag{4.4}$	a, b et c sont des constantes. Dans cette expres- sion w peut être remplacé par la teneur en eau volumique θ .
Busscher and Sojka (1987)	$q_p = a.\gamma_d^b.w^c \qquad (4.5)$	a, b et c sont des constantes. Dans cette expres- sion w peut être remplacé par la teneur en eau volumique θ .

 TABLE 4.4 – Quelques modèles analytiques pour l'estimation de la résistance de pointe (adapté de Vaz et al. (2011))

La limite de ces modèles est qu'ils prennent en compte la teneur en eau comme variable d'état hydrique. Vaz et al. (2013) ont noté que la prise en compte de la teneur en eau (w) au lieu du degré de saturation (S_r) , comme paramètre d'état hydrique, conduit à négliger l'effet de la texture du sol et donc d'avoir une estimation moins précise. De plus dans l'étude des sols non saturés, c'est le degré de saturation (ou la succion) qui est utilisé comme variable pour décrire le comportement hydrique du sol.

Ainsi pour notre étude, nous nous intéressons plutôt au modèle de Morvan and Breul (2016) qui s'exprime comme suit :

$$\gamma_d = A'.ln(q_d) + B' + C'.ln(S_r)$$
(4.6)

Avec

$$A' = \frac{1}{c} \tag{4.7}$$

$$B' = -\frac{1}{c} ln(a) - \frac{b}{c} ln(\psi_{aev})$$

$$\tag{4.8}$$

$$C' = -\frac{b}{c} \cdot (1 - \frac{1}{\lambda})$$
(4.9)

Et a, b, c étant des constantes, ψ_{aev} et λ sont les paramètres de l'équation de Brooks and Corey (1964).

Ce modèle est basé sur le modèle de Chaigneau (2001), qui est de la forme $\gamma_d = f(q_d)$ (équation 4.1), et sert de base à l'exploitation des courbes de calibration. Un exemple de paramètres A et B pour la relation de Chaigneau (2001) (équation 4.1) est donné tableau 4.5.

	w (%)	$A (kN/m^3)$	$B (kN/m^3)$	Etat hydrique	Classe GTR
	15, 50	1,55	15, 42	Humide	
Limon DGA	12,97	1,50	14,99	Moyen	A1
	10,68	1,73	14, 43	Sec	
	17, 14	2,44	18,40	Humide	
Limon CNR	13, 13	1,94	13,95	Moyen	A1
	10, 10	1,57	15,03	Sec	
	16,65	1,64	12,87	Humide	
Argile Allier	15,04	1,76	12, 38	Moyen	A2
	11, 44	1, 12	13, 26	Sec	
	20,00	2,36	13,48	Humide	
Argile Laschamp	15, 41	6,08	11, 53	Moyen	A2
	13, 26	2,88	11,66	Sec	
	24, 34	3,58	8,48	Très humide	
Argile zone 7	21,86	2, 16	9,35	Humide	A3
	16,96	1,85	9,25	Moyen	
	28,85	2,97	9,98	Très humide	
Argile zone 11	22,40	2,72	9,21	Humide	A4
	16, 30	1,83	9,70	Moyen	

 TABLE 4.5 – Paramètres A et B de l'équation de Chaigneau (2001) pour les sols étudiés et pour quelques sols de la base des données du laboratoire de Polytech Clermont-Ferrand

Vérification du modèle

Pour vérifier le modèle de Morvan and Breul (2016) (équation 4.6), il faut d'abord déterminer les paramètres A', B' et C' pour les argiles zone 7 et zone 11 que nous étudions. Nous comparerons ces paramètres avec ceux des sols présentés précédemment pour vérifier s'il existe une similitude pour les sols fins. Les caractéristiques de ces sols sont rappelées dans le tableau 4.6.

	Classe GTR	w_L (%)	I_P (%)	$\% < 80 \; \mu m$	w_{OPM} (%)	$\gamma_{d_{OPM}} (kN/m^3)$
Limon CNR	A1	25, 8	3, 3	77,76	10,64	18,45
limon DGA	A1	27, 9	5,0	91, 24	12, 38	19, 20
Argile Allier	A2	36, 1	12,9	67,88	14,00	18,60
Argile Laschamp	A2	42,7	15, 1	96,73	10,00	19,60
Argile zone 7	A3	78, 9	38, 5	92,65	19,97	16, 50
Argile zone 11	A4	91, 3	50, 6	81,06	16, 21	16,60

TABLE 4.6 – Caractéristiques géotechniques des sols utilisés pour l'analyse

La figure 4.9a présente les courbes de calibration qui décrivent la relation entre le poids volumique sec (γ_d) et la résistance de pointe (q_{d_1}) pour les argiles zone 7 et zone 11. Elles sont décrites par la relation de Chaigneau (2001), de la forme $\gamma_d = f(q_d)$ qui est rappelée sur le graphique. Pour déterminer les paramètres A', B' et C' de la relation donnée par l'équation 4.6, pour un matériau donné, il faut procéder à un traitement de données qui permet d'obtenir les courbes de calibration pour des degrés de saturation constants (figure 4.9b). Ces nouvelles courbes sont décrites par une relation de type $\gamma_d = f(q_d)$, mais qui prend en compte cette fois-ci, les paramètres A_{S_r} et B_{S_r} . Selon Morvan and Breul (2016), le paramètre A_{S_r} est indépendant du degré de saturation, il est donc considéré comme une constante. On peut obtenir le paramètre A' en faisant une moyenne des valeurs de A_{S_r} des différentes courbes pour que la valeur obtenue soit représentative. Tandis que le paramètre $B(S_r)$ peut s'exprimer en fonction du degré de saturation comme donné par l'équation 4.10. La forme logarithmique est choisie par souci d'homogénéité avec la relation $\gamma_d = f(q_d, S_r)$.

$$B(S_r) = C'.ln(S_r) + B'$$
(4.10)

En fonction de la quantité des données d'entrée, la procédure de traitement des données pour obtenir les courbes de calibration pour des degrés de saturation constants ne nous a pas permis d'atteindre des valeurs de degrés de saturation supérieures à 81 % (figure 4.9b).



FIGURE 4.9 – Courbes de calibration pour les argiles zone 7 et zone 11

La figure 4.10 présente la relation du paramètre $B(S_r)$ avec le degré de saturation pour les argiles zone 7 et zone 11. De cette relation, on en déduit les paramètres B' et C' recherchés. Les paramètres A', B' et C' obtenus pour les sols que nous étudions sont donnés dans le tableau 4.7 avec les paramètres obtenus par Morvan and Breul (2016) pour d'autres sols. Ils avaient déterminé les paramètres A', B' et C' pour quelques sols de la base de données et avaient remarqué que ces paramètres sont proches si les sols étudiés sont de même nature. Nous observons que les paramètres A', B' et C' sont proches pour les deux argiles résiduelles que nous étudions, mais aussi pour les deux argiles sédimentaires et pour les deux limons sédimentaires. Les paramètres B' et C' des deux argiles résiduelles sont légèrement inférieurs à ceux des argiles sédimentaires.



FIGURE 4.10 – Variation du paramètre B_{S_r} avec le degré de saturation pour les argiles zone 7 et zone 11

	Classe GTR	$A' (kN/m^3)$	$B' (kN/m^3)$	$C' (kN/m^3)$	R^2
Argile zone 7	A3	1,59	12,66	3,89	0,96
Argile zone 11	A4	1,46	12,91	3, 38	0,92
Argile Allier	A2	1,29	15, 56	4,25	0,87
Argile Laschamp	A2	1,06	16, 59	5, 33	0,94
Limon CNR	A1	0,82	17,40	2,40	0,90
Limon DGA	A1	1,22	16,78	2,32	0,97

TABLE 4.7 – Paramètres d'ajustement A', B', C' et coefficient R^2 correspondants pour l'équation 4.6 deMorvan and Breul (2016), pour les sols étudiés et pour d'autres sols

Compte tenu du fait que nous n'avons pas suffisamment de mesures de poids volumiques secs in-situ, à l'exception des données issues des carottages effectués sur chacune des zones d'étude, nous ne pouvons donc pas proposer une validation pertinente de l'équation 4.6 en comparant les valeurs de poids volumiques secs mesurées in-situ et celles estimées. De ce fait, nous ferons donc une simple vérification de l'équation proposée en comparant les valeurs de γ_d mesurées durant les essais de calibration et les valeurs de γ_d estimées en utilisant les paramètres q_d et S_r obtenus durant ces mêmes essais. La figure 4.11 montre une bonne précision entre les valeurs de poids volumiques secs mesurées et celles estimées pour les sols étudiés et pour d'autres sols. Dans l'ensemble, les valeurs du coefficient de détermination R^2 sont supérieurs à 0, 9 (tableau 4.7).

Sur la figure 4.11, nous avons également fait une comparaison entre les deux valeurs de γ_d mesurées in-situ, sur chacune des zones, et les valeurs de γ_d estimées avec les valeurs de q_d et S_r in-situ. Dans ce cas, on voit que les valeurs de poids volumiques secs estimées (valeurs indiquées Z7 In-situ et Z11 In-situ sur la figure) sont surestimées, ce qui est dû au fait que les paramètres A', B' et C' du modèle $\gamma_d = f(q_d, S_r)$ ont été calibrés en prenant en compte une gamme de degrés de saturation allant jusqu'à 81 % (figure 4.9b).



FIGURE 4.11 – Comparaison entre les poids volumiques secs mesurés et les poids volumiques secs estimés à partir de l'équation 4.6 de Morvan and Breul (2016)

Adaptation du modèle à la caractérisation in-situ

Pour optimiser la méthodologie de diagnostic que nous proposons, il faut pouvoir disposer d'une méthode d'estimation du poids volumique sec en place à partir des mesures in-situ. Le modèle présenté par l'équation 4.6 de Morvan and Breul (2016) peut être utilisé à cet effet car il permet une bonne précision dans l'estimation du paramètre recherché toutefois, il nécessite la connaissance préalable du degré de saturation. Or ce paramètre ne peut être déterminé par une mesure in-situ. Il faut donc proposer une solution alternative. C'est pourquoi, nous nous proposons de reformuler l'équation 4.6 de Morvan and Breul (2016) en exprimant le degré de saturation en fonction de la teneur en eau. L'équation 4.11 prendra alors la forme suivante :

$$\gamma_d + C'.ln\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1\right) = A'.ln(q_d) + B' + C'.ln(w) - C'.ln\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)$$
(4.11)

Où w est la teneur en eau massique (%), γ_s et γ_w sont respectivement le poids volumique des grains solides et le poids volumique de l'eau (kN/m^3) .

Comme l'équation 4.11 ne présente pas de procédure de résolution analytique pour déterminer la valeur du poids volumique sec, il est donc nécessaire de proposer une méthode de résolution numérique.

Méthode itérative d'estimation du poids volumique sec en place

Pour résoudre l'équation 4.11, nous proposons de procéder par une méthode itérative pour déterminer la valeur du poids volumique sec. Le problème a été traité par un programme sous visual basic d'Excel (donné en annexe D). Le code proposé consiste à rechercher la valeur du poids volumique sec en minimisant l'écart entre les deux termes de l'équation 4.11. Il est valable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le poids spécifique des grains doit être supérieur ou égal à $25 kN/m^3$;
- Le rapport γ_s/γ_d doit être strictement supérieur à 1
- La teneur en eau massique doit être non nulle et donnée en valeur décimale;
- Le poids volumique de l'eau doit être égale à $10 \ kN/m^3$;
- La résistance dynamique de pointe ne doit pas être nulle.

Si on divise par γ_s l'équation 4.11 et on pose $X = \frac{\gamma_s}{\gamma_d}$ et $a = \frac{C'}{\gamma_s}$, on a :

$$A = \frac{A'.ln(q_d)}{\gamma_s} + \frac{B'}{\gamma_s} + \frac{C'.ln(w)}{\gamma_s} - \frac{C'.ln\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)}{\gamma_s}$$

On peut réécrire l'équation 4.12 telle que :

$$\underbrace{\frac{f(X)}{\frac{1}{X} + a.ln(X-1)}}_{(X-1)} = A$$
(4.12)

La fonction f(X) valable pour $X \in [1; +\infty[$, A étant une constante.

Compte tenu que le paramètre a une valeur comprise entre 3,4 et 3,9, et que γ_s varie entre 25 kN/m^3 à 27 kN/m^3 , on peut déduire les variations suivantes de f(X):



Dans notre approche, nous choisissons une gamme de valeurs de γ_d comprises entre $10 \ kN/m^3$ et $20 \ kN/m^3$ ($X \in [1,4;2,5]$); ces valeurs couvrent une large gamme de poids volumiques secs que les sols fins peuvent présenter in-situ. Cette condition permet également d'assurer l'unicité de la solution de l'équation 4.11.

Application et vérification de la méthode itérative

Pour vérifier l'applicabilité du modèle de résolution par itération (équation 4.11), nous nous proposons de comparer les valeurs de γ_d estimées avec le modèle $\gamma_d = f(q_d, w)$ et celles mesurées in-situ. Les valeurs de q_d in-situ choisies sont celles des pénétrogrammes effectués sur la voie et qui sont les plus proches des puits de prélèvement où ont été mesurées les valeurs de γ_d et de w in-situ. Le tableau 4.8 présente les résultats obtenus. On voit que le modèle proposé surestime le poids volumique sec, comme le modèle $\gamma_d = f(q_d, S_r)$.

	$ \begin{array}{c c} \text{Prof. sous} \\ \text{l'arase} \ (cm) \end{array} \gamma_d \ (kN/m^3) \ \text{in-situ} \qquad u \\ \end{array} $		w (%)	$q_d (MPa)$	$\gamma_d ~(kN/m^3)$ estimé	
zone 7	70	14, 3	41, 3	4,88	18,94	
	120	12, 4	47, 4	2,87	18,01	
zone 11	60	13, 2	37, 7	3,80	16, 39	
	120	11, 6	41, 6	4, 17	17,40	

TABLE 4.8 – Comparaison entre les valeurs de γ_d mesurées in-situ et celle estimées avec le modèle $\gamma_d = f(q_d, w)$

4.1.4 Discussion et conclusion

En résumé, nous avons présenté une méthodologie de caractérisation in-situ basée sur l'exploitation de l'équation 4.6 de Morvan and Breul (2016). La méthodologie globale de notre étude doit nous permettre de produire un modèle de prédiction des déformations permanentes du sol de plateforme, en prenant en compte des paramètres d'entrée liés au trafic et au sol de plateforme. La connaissance du poids volumique sec en place est donc nécessaire. C'est à cet effet, que nous avons étudié les deux relations (équation 4.6 et équation 4.11) qui doivent répondre à cette attente. Le poids volumique sec estimé sera alors pris en compte dans le modèle de prédiction pour estimer la déformation du sol de plateforme. Nous avons définis et proposé des vérifications de ces deux relations car ne disposant pas de suffisamment de mesures in-situ (de q_d , de γ_d et de w). Nous avons vu que les deux relations proposées surestiment le poids volumique sec si la teneur en eau et le degré de saturation sont assez élevés. Cela est dû au fait que la quantité des données d'entrée utilisées pour la procédure de traitement des données qui permet de calibrer les paramètres A', B' et C', a été insuffisante pour atteindre des valeurs de degrés de saturation supérieures à 81 %.

On note toutefois que la relation prenant en compte le degré de saturation permet d'avoir une meilleure estimation du poids volumique sec que celle prenant en compte la teneur en eau. Les paramètres A', B' et C' obtenus dépendent de la nature du sol; ils sont proches pour les sols de même classe géotechnique (classe GTR). Dans le contexte de la caractérisation in-situ, il convient d'utiliser l'équation 4.11 qui prend en compte la teneur en eau au lieu du degré de saturation, car la teneur en eau peut être mesurée in-situ.

4.2 Essais triaxiaux en condition de saturation totale et partielle

Le but des essais triaxiaux est de comprendre le comportement au cisaillement des matériaux constitutifs de la plateforme du Transgabonais. Dans le cadre de ces essais, nous prendrons en compte l'influence de l'état hydrique du sol pour se rapprocher au mieux du contexte réel et avoir une meilleure estimation de la réponse du matériau sous sollicitation répétée. Les résultats des essais triaxiaux doivent nous permettre de prédire, sur une période donnée, le comportement du sol de plateforme pour en limiter la déformation. Ces essais triaxiaux nous permettrons donc de voir précisément l'influence du passage des trains sur :

- L'accumulation de la surpression d'eau;
- Le développement des déformations permanentes;
- La résistance du sol.

Nous envisageons d'effectuer des essais triaxiaux à chargement monotone et à chargement cyclique ; en condition de saturation totale et partielle. Les essais à chargement monotone serviront pour déterminer les lignes d'état critique (LEC) et les paramètres de rupture pour les différents degrés de saturation. Les essais à chargement cyclique permettront de solliciter le sol de façon à reproduire le chargement répété des essieux des wagons miniers pour en déduire le comportement mécanique du sol sous ce type de sollicitation.

4.2.1 Essais triaxiaux monotones en condition de saturation totale et partielle

Nous avons choisis de faire des essais en condition de saturation totale et partielle car le sol de plateforme se retrouve en général dans des états de saturation élevés. Il a souvent été observé des écoulements d'eau (ou de l'eau stagnante) dans les fossés latéraux, même en saison sèche. En raison du fait que les zones d'étude se situent sous le couvert forestier équatorial, cela ne favorise pas le séchage rapide du sol quand la durée de la grande saison sèche est courte, elle dure 3 mois contre 9 mois pour la saison pluvieuse. De plus le sol de plateforme est peu perméable (tableau 4.9), ce qui fait que le drainage peut prendre du temps.

	Zone 7	Zone 11
$k \left(m/s ight)$	$1,23\times 10^{-8}$	$2,88\times10^{-9}$
$t(^{\circ}C)$	29	29

TABLE 4.9 – Perméabilité à saturation du sol de plateforme (essais réalisés sur des échantillons compactés auxdensités sèches in-situ pour les profondeurs de 0, 7 m et de 0, 6 m sous l'arase respectivement pour la zone 7 etpour la zone 11)

En raison de la faible perméabilité du sol de plateforme et du fait qu'il n'ait pas le temps d'être drainé durant le passage du train (1 *min* environ) nous avons donc réalisé les essais triaxiaux en condition de non drainage. Les principaux résultats à obtenir sont : la ligne d'état critique, les paramètres de résistance (cohésion non drainée et angle de frottement interne) et les paramètres de rupture (déviateur maximal et contrainte effective moyenne maximale).

La norme AFNOR (1994) définit la vitesse maximale de cisaillement durant chargement monotone comme suit :

$$V_{max,cis} = \frac{h_0 \cdot \varepsilon_{af}}{a \cdot t_{100}} \tag{4.13}$$

Avec h_0 la hauteur initiale de l'échantillon (qui est de 0, 1 m dans notre cas), t_{100} le temps pour atteindre la fin de la consolidation sous la contrainte de consolidation effective choisie (donné en s), il est déterminé graphiquement (figure 4.12), la valeur minimale de t_{100} est de 10 min au minimum. ε_{af} est la déformation axiale à la rupture présumée (estimée à 6 %). a est un paramètre qui dépend du type de drainage (a = 0, 53 dans notre cas, cela correspond à un taux d'uniformisation de la pression interstitielle de 95 % au sein de l'échantillon).

Avec les premiers essais monotones que nous avons effectué, nous trouvions des temps de consolidation cours (maximum 6 heures), ce qui faisait que l'on obtenait des vitesses maximales de cisaillement au moins égales à $0,03 \ \%/min$. Nous avons donc choisi d'appliquer une vitesse de cisaillement de $0,01 \ \%/min$ (soit $0,01 \ mm/min$ dans notre cas). Cette vitesse correspond à la vitesse maximale de cisaillement pour une argile avec un I_P strictement supérieur à 50 %. Elle est recommandée dans la norme AFNOR (1994), dans le cas où on ne détermine pas le temps de consolidation.



FIGURE 4.12 – Courbe de consolidation triaxiale (AFNOR, 1994)

Préparation des échantillons de sol

Pour la réalisation de ces essais, nous envisageons d'utiliser des échantillons de sol normalement consolidés. L'état de contrainte initial des éprouvettes triaxiales est choisi suivant les critères suivants :

• Les échantillons prélevés dans les puits de prélèvements sont supposés intacts, non influencés par le chargement des trains, et donc appropriés pour la réalisation des essais triaxiaux;

- Compte tenu de la durée des essais et du nombre d'essais à effectuer, nous ne pourrons réaliser les essais triaxiaux qu'avec un seul échantillon de sol; nous prendrons de façon forfaitaire l'échantillon de la zone 7. De plus, nous choisissons l'état de densité à 70 cm de profondeur sous l'arase, car à cette profondeur les contraintes dues au passage des trains et diffusées en profondeur sont plus importantes qu'à 120 cm;
- Pour reproduire l'état de contrainte à la profondeur de 70 cm sous l'arase de la zone 7, nous préparerons les échantillons de sol normalement consolidés sous une contrainte égale à la contrainte de préconsolidation insitu de sorte d'obtenir une densité sèche finale comprise entre 11 kN/m³ et 12, 5 kN/m³. Nous récapitulons les valeurs des contraintes pour la confection des éprouvettes en laboratoire dans le tableau 4.10;
- L'état de contrainte à appliquer aux éprouvettes dans la cellule triaxiale devra être similaire à celle que subit un volume de sol de plateforme situé à la profondeur de 70 cm sous l'arase (contrainte effective horizontale de 16 kPa et contrainte effective verticale de 40 kPa).

	<i>z</i> (<i>m</i>)	$\begin{array}{c} \sigma_{p_{\acute{e}qui}}' \\ (kPa) \end{array}$	$\begin{matrix} \sigma_{v0}'\\ (kPa) \end{matrix}$		
Zone 7	0,70	25*	27		
	1,20	40	30		
7 ono 11	0,60	24	25		
Zone 11	1,20	30	28		
z : profondeur sous l'arase, $\sigma'_{p_{\acute{e}qui}}$: contrainte de préconsolidation équivalente σ'_{c} : contrainte effec-					

tive verticale sous la voie

 TABLE 4.10 – Rappel de l'état de contrainte in-situ

Comme la valeur de $\sigma'_{p_{\acute{e}qui}}$ obtenue à partir des essais œdométriques à la profondeur de 70 cm sous l'arase est incorrecte (cf. partie 3.2.2), pour les essais triaxiaux nous avons choisis de ramener cette valeur à 25 kPa pour être cohérent avec la valeur de $\sigma'_{p_{\acute{e}qui}}$ obtenue pour la zone 11 à la profondeur de 60 cm sous l'arase, car les matériaux des deux zones sont similaires et on été exposés au même contexte géomorphologique.

Les échantillons seront préparés par consolidation unidimensionnelle à partir d'une pâte à une teneur en eau initiale égale à la limite de liquidité (figure 4.13) :

- Le matériau est préalablement broyé puis tamisé à 5 mm. Il est ensuite séché à l'étuve (50 °C) pendant 24 h à 48 h;
- Nous récupérons une quantité de matériau sec pour confectionner la pâte à la limite de liquidité, par malaxage manuel. La pâte obtenue est introduite dans un moule puis on y place une masse d'environ 4, 9 kg pour que l'éprouvette obtenue soit consolidée à 25 kPa. L'éprouvette est protégé par des papiers filtres placés à la base et au sommet. Comme le matériau est liquide initialement, le chargement se fait progressivement. C'est-à-dire que le premier jour, on place le piston en plastique et environ 5 h après, on vient mettre la masse de 200 g. Le second jour, on place une masse de 500 g puis celle de 1 kg. Et le troisième jour, on vient placer la masse de 3 kg et enfin celle de 4, 9 kg, c'est à partir de là que le temps de consolidation est pris en compte;
- Le temps de consolidation est de trois jours. L'évolution du tassement est suivie à l'aide d'un comparateur. Après ce temps, nous retournons l'échantillon pour le consolider dans l'autre sens, pour trois jours également;
- Après le temps de consolidation, on démoule l'éprouvette en la découpant à la hauteur de 10 cm. Elle est pesée et mesurée. On récupère le reste du matériau pour déterminer la teneur en eau initiale par séchage à l'étuve pendant 2 à 3 jours à 80 °C.

Durant la consolidation, avec les masses appliquées, l'eau qui ressort de l'éprouvette par le haut constitue une frange protectrice qui empêche la pénétration de l'air. Par ailleurs, une lame d'eau à la base de l'éprouvette protège également cette partie de l'éprouvette de l'air. En général, après confection, les éprouvettes ont un degré de saturation supérieur à 90 %. Pour la réalisation des essais en condition de saturation, on utilisera les éprouvettes telles qu'elles sont au démoulage. Elles seront re-saturés avec la phase de saturation de l'essai triaxial. Pour obtenir les éprouvettes avec des degrés de saturation de 80 % et de 90 %, on fera sécher les éprouvettes confectionnées pendant un certain temps à l'étuve (à 40 °*C*). Durant le séchage, nous vérifions l'évolution de l'indice des vides, de la

densité sèche, de la teneur en eau et du degré de saturation. Le séchage s'arrête quand la valeur visée du degré de saturation est atteinte (80 % et 90 %), cela quelle que soit la valeur de l'indice des vides initial.

Les moules utilisés pour la confection des éprouvettes sont de forme cylindrique, longs de 200 mm. Ils permettent de confectionner des éprouvettes de diamètre 50 mm (et découpés au démoulage pour avoir une hauteur de 100 mm). Ces moules sont enduits modérément de graisse silicone avant chaque utilisation pour faciliter le démoulage.



FIGURE 4.13 – Préparation par consolidation

Il faut noter que la procédure de séchage induit des succions non négligeables au sein des éprouvettes de sol. Les valeurs de succions initiales ont été estimées avec les courbes de rétention (cf. partie 3.4.1). Elles sont données dans le tableau 4.11.

%ОРМ	$\begin{array}{c} \begin{array}{c} & \gamma_{d_i} \\ (kN/m^3) \end{array} \end{array}$		$\psi_i (kPa)$	
> 95	17, 6	80	> 4000	
87 - 95	14, 0-16, 0	90	1500-3000	

TABLE 4.11 – Succions initiales des éprouvettes séchées

Dispositif d'essai et procédure expérimentale

Procédure d'essai

La procédure expérimentale consiste à placer une éprouvette de sol cylindrique, placée à une teneur en eau initiale, sur le piédestal de la cellule triaxiale, en prenant soin de placer au préalable deux pierres poreuses à la base et au sommet de l'éprouvette de sol; les pierres poreuses étant protégées par du papier filtre au contact du sol. On place le chapeau drainant sur la pierre poreuse supérieure et on enveloppe ensuite l'ensemble (éprouvette et pierres poreuses) dans une membrane étanche. On vient ensuite coller les capteurs locaux sur la membrane et on ferme la cellule avant de la remplir d'eau désaérée. L'éprouvette est préalablement confiné sous une contrainte de consolidation isotrope choisie puis nous appliquons une phase de cisaillement à déformation contrôlée, et à vitesse constante, jusqu'à la rupture. Nous ferons trois essais monotones saturés pour les contraintes de consolidation isotropes permettra d'obtenir la droite de rupture. La figure 4.14 illustre la procédure d'essai.

Selon le type d'essai, on assure les étapes suivantes :

Essais en condition de saturation totale : on commence la saturation en appliquant une contrainte de consolidation isotrope total de 50 kPa et une contre pression de 40 kPa à la base de l'éprouvette (le sommet de l'éprouvette est donc soumis à une pression d'eau nulle). De cette façon, la pression effective du sol est de 10 kPa au début de la saturation. Après que l'eau soit ressortit par le sommet de l'éprouvette (après 48 h environ), on poursuit la saturation en connecte le sommet de l'éprouvette au contrôleur de contre pression pour appliquer en même temps la pression d'eau de 40 kPa à la tête et à la base de l'éprouvette ; cette étape

se fait en 24 h. Ensuite, on applique une rampe de saturation qui se fait en augmentant la contrainte de consolidation isotrope totale et la contre-pression jusqu'à 150 kPa et 140 kPa respectivement. A la fin de la rampe, après trois jours, nous rabaissons les pressions à leurs valeurs initiales (40 kPa et 50 kPa) avant de faire un B-Check. Si la valeur de B est supérieure ou égale à 0,94, nous passons à l'étape de consolidation sinon, nous reprenons la saturation dans les deux sens (haut et bas) pendant quelques temps. En général, cette étape prend 1 à 3 semaines. La phase de consolidation qui suit, se fait en 24 h; nous appliquons une différence de pression égale à la contrainte effective visée pour l'essai;

• *Essais en condition de saturation partielle* : Pour ces essais, la phase de saturation ne se fait pas. On passe directement à la phase de consolidation puis à la phase de cisaillement.



FIGURE 4.14 – Illustration de la procédure des essais triaxiaux monotones

Type d'essai	Désignation	$p_i'(kPa)$	$_{(kN/m^3)}^{\gamma_{d_i}}$	e_i	w _i (%)	S_{r_i} (%)
	EMS16 - 100	16	12,0	1,248	-	-
Saturé	EMS30 - 100	30	11,8	1,286	-	-
	EMS60 - 100	60	12, 1	1,226	-	-
	EMNS16 - 90	16	15, 3	0,763	25, 6	90, 4
Quasi-saturé	EMNS30 - 90	30	15,9	0,692	23, 2	90, 3
	EMNS60 - 90	60	14,6	0,840	28,0	89,7
	EMNS30 - 80	30	17,6	0,532	15,9	80, 5

Le programme d'essais est donnée par le tableau 4.12.

 TABLE 4.12 – Programme des essais triaxiaux monotones

Quelques conditions nécessaires et primordiales doivent être vérifiées à la suite des essais triaxiaux monotones :

- 1. La résistance statique du sol doit être supérieure à la contrainte effective verticale in-situ (σ'_{v0}) (qui est égale à 40 kPa). L'état de contrainte initial ne peut être confondu avec la résistance maximal. Si les deux valeurs sont assez proches, du même ordre de grandeur, cela va réduire l'amplitude et le nombre des paliers de chargement à appliquer pour les essais cycliques;
- 2. Il faut aussi vérifier que la résistance déviatorique q_{max} soit supérieure à q_{roue} sinon cela justifierais un sous-dimensionnement de la voie ou cela mettrais en évidence qu'en l'état actuel, la résistance de la voie n'est pas suffisante pour supporter la circulation des trains miniers;
- 3. Quel que soit la valeur de q_{max} par rapport à q_{roue} , q_{max} est utilisée pour définir les paliers de chargement des essais cycliques.

Dispositif expérimental

Pour la réalisation des essais monotones, nous utilisons une cellule triaxiale modifiée de type Bishop and Wesley (1975) (figures 4.15 et 4.16). Le chargement peut se faire à déplacement ou à force contrôlé. Le dispositif est équipé d'une chambre hydraulique située au pied de la cellule triaxiale. Lors du chargement, l'eau contenue dans la chambre hydraulique est mise sous pression et occasionne la montée de l'embase et de l'éprouvette vers le piston fixé sur la cloche. Le dispositif comprend des capteurs globaux et des capteurs locaux :

- Un capteur de force associé au piston qui est fixé à l'intérieur de la cloche (capteur immergé);
- Un capteur de déplacement global de type LVDT (Linear Variable Differential Transformer) qui est placé à l'extérieur de la cellule. Il mesure le déplacement de l'embase;
- Un capteur externe relié à la base de l'éprouvette permet de mesurer la pression interstitielle;
- Les mesures des déformations locales se font par des capteurs locaux (deux capteurs axiaux et un capteur radial) fixés à l'aide d'une colle spéciale sur la membrane de l'éprouvette. Ces capteurs permettent une mesure plus précise de la déformation volumique de l'éprouvette.

Ce dispositif comprend un asservissement assisté par ordinateur, grâce au logiciel GDSLab, qui permet la réalisation de tous les essais triaxiaux classiques de manière automatique.



FIGURE 4.15 – Schéma du dispositif pour les essais triaxiaux



- A. Réservoir d'eau désaérée
- **B.** Piston de charge axial avec capteur de force immersible
- C. Cellule triaxiale
- D. Chambre hydraulique
- E. Capteur de déplacement externe
- F. Capteur de pression interstitielle (derrière la cellule)
- G. Contrôleur de pression cellulaire (confinement)
- H. Contrôleur de contre-pression
- I. Contrôleur de charge axiale
- J. Centrale d'acquisition
- K. Ecran de contrôle

FIGURE 4.16 – Dispositif pour les essais triaxiaux

Résultats et analyses des essais triaxiaux monotones

Essais triaxiaux monotones saturés

Pour ces essais, nous avons calculé les paramètres q et p' appartenant au plan de Cambridge comme suit :

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2.\sigma_3'}{3} \tag{4.14}$$

Et

$$q = \sigma_1' - \sigma_3' \tag{4.15}$$

Pour ramener ces paramètres dans le plan de Mohr-Coulomb, on les écrit en fonction de l'angle de frottement interne (φ') et la cohésion non drainée (c_u) tel que donné par les équations 4.16 à 4.18.

$$q = \eta_R . p' + q_0 \tag{4.16}$$

Avec

$$\sin\varphi' = \frac{3.\eta_R}{6+\eta_R} \tag{4.17}$$

Et

$$c_u = \frac{(3 - \sin\varphi') . q_0}{6.\cos\varphi'} \tag{4.18}$$

Où η_R (encore appelée M) est la pente de la ligne de rupture et q_0 l'ordonnée à l'origine.

Les différents résultats obtenus sont donnés à la figure 4.17 et aux tableaux 4.13 et 4.14. Dans l'ensemble des cas, la rupture a été atteinte pour un taux de déformation axiale compris entre 1 et 4 %. Sur la figure 4.17b, la ligne d'état critique LEC1 passe par l'origine et par *qmax* (cf. parties 1.2.3). La ligne d'état critique LEC2 est définit avec prise en compte de la cohésion non drainée.

Les résultats d'essais montrent qu'à l'état saturé, la résistance du sol est influencée par la contrainte de consolidation isotrope. L'augmentation de la contrainte de consolidation isotrope a pour effet d'induire une contractance du sol et donc d'augmenter sa résistance. Par ailleurs, le taux d'accumulation de la pression d'eau est proportionnel à l'amplitude de la consolidation isotrope appliquée. On remarque dans tous les cas que la surpression d'eau augmente puis se stabilise.

Essai	$p_i'(kPa)$	$p'_{max}\ (kPa)$	q_{max} (kPa)			
EMS1	16	18,2	31, 3			
EMS2	30	23, 3	36, 5			
EMS3	60	38,8	56, 1			
p'_i : contrainte effective initiale, p'_{max} : contrainte effective maximale, q_{max} : déviateur maximal						

TABLE 4.13 – Paramètres obtenus pour les essais triaxiaux monotones saturés



FIGURE 4.17 – Résultats des essais triaxiaux monotones saturés

	η_R	$q_0 (kPa)$	φ′ (°)	$c_u (kPa)$
LEC1	1, 4	0, 0	35, 6	0, 0
LEC2	1, 2	8, 5	30,0	4, 1

TABLE 4.14 – Caractéristiques de rupture pour les essais triaxiaux monotones saturés

Dans le tableau 4.13, la teneur en eau initiale est celle de l'éprouvette après le démoulage. En général après le démoulage, les éprouvettes sont pesées et mesurées puis utilisées pour l'essai. Celles qui ne sont pas immédiatement utilisées sont protégées par du film plastique et dans une double épaisseur de sac zipé puis conservées dans une boîte isotherme. Elle sont pesées et mesurées à nouveau, avant chaque essai pour vérifier leurs caractéristiques initiales. La teneur en eau finale est déterminée en pesant l'éprouvette après l'essai (avant et après séchage à l'étuve).

La cohésion non drainée c_u obtenue est cohérente avec la littérature, elle est comprise entre 0 et 100 kPa pour les argiles latéritique (Townsend, 1985). La valeur de φ' est également cohérente avec la littérature. Pour les argiles latéritiques, l'angle de frottement effectif varie entre 20 et 30 ° (Rigo et al. (2006), Townsend (1985)).

Ces résultats d'essais montrent qu'à l'état saturé, à la profondeur de 70 cm sous l'arase des terrassement de la zone 7 (avec une contrainte effective latérale de 16 kPa), le sol de plateforme a une résistance au cisaillement faible (47 kPa) par rapport à la charge apportée par la roue à la même profondeur (soit 69 kPa et 77 kPa respectivement si on considère que le sol de plateforme reçoit 39 % et 50 % de la charge de la roue de 25 t). Cela met en évidence le fait que déjà avec la charge à l'essieu de 25 t, le passage des trains miniers induit la rupture du sol de plateforme à l'état saturé.

On a noté qu'à l'état saturé, la rupture du sol est de type "tonneau", l'éprouvette s'écrase sous l'effet de la charge axiale croissante (figure 4.18). La réduction de hauteur de l'éprouvette crée une résistance résiduelle (effet de fond) qui se traduit dans le plan ($\varepsilon_a - q$) par une augmentation de la résistance après la rupture (figure 4.17).



FIGURE 4.18 – Rupture en tonneau (essai triaxiaux monotones saturés)

Essais triaxiaux monotones quasi-saturés

Pour la réalisation des essais quasi-saturés, nous avons fait sécher les éprouvettes de sol à l'étuve, à 40 °C, pendant près de trois jours. Durant le séchage, nous vérifions l'évolution de la masse et du volume de l'éprouvette. Le séchage s'arrête quand le degré de saturation visé (80 % et 90 %) est atteint. Durant le séchage, la perte d'eau est associée à une réduction du volume de l'éprouvette. Ce qui fait qu'au début du séchage, le degré de saturation augmente légèrement malgré la diminution de la teneur en eau. Quand la perte d'eau devient plus importante, le degré de saturation commence à diminuer comme la teneur en eau. Cet état de fait est présenté par la figure 4.19. On relève aussi qu'à la fin du séchage, même si les degrés de saturation visés sont atteints, les indices des vides finaux et les masses volumiques sèches finales des éprouvettes sont différentes. Suivant cette procédure, il est difficile d'obtenir des caractéristiques identiques, après séchage, pour toutes les éprouvettes.



FIGURE 4.19 – Variation des caractéristiques du sol lors du séchage (cas des éprouvettes No36 et 37

Un premier test à une contrainte de consolidation isotrope de 30 kPa, réalisé sur un échantillon de sol placé au degré de saturation initial de 80 % a montré que dans cet état, le capteur de force atteint très vite la limite de charge donnée en consigne ($q_{max} > 976 kPa$ à environ 0, 1 % de la déformation axiale) (figure 4.20). Ce qui montre que le matériau est très résistant et impossible à cisailler avec le matériel dont nous disposons. Avec ce degré de saturation initial, l'indice des vides initial est celui à la limite du retrait, soit de 0, 53.



FIGURE 4.20 – Résultats de l'essai à chargement monotone réalisé sur l'éprouvette non saturée placé au degré de saturation initial de 80 %

Nous avons donc directement enchainé avec les essais triaxiaux au degré de saturation initial de 90 %. Nous avons commencé par effectuer les essais avec les contraintes de consolidation isotropes de 16 kPa et de 60 kPa. Pour ces deux premiers essais, comme l'éprouvette utilisée pour l'essai effectué à la contrainte de consolidation isotrope de 16 kPa était plus dense que l'autre (indice des vides de 0, 76 contre 0, 84 pour l'autre éprouvette), cela malgré le fait que les degrés de saturation initiaux des deux éprouvettes soient de 90 %, nous avons obtenu une résistance statique plus grande pour l'essai effectué à la contrainte de consolidation isotrope de 16 kPa. Cela met en évidence que l'effet de l'indice des vides est dominant sur celui de la contrainte de consolidation isotrope appliquée.

Comme avec la procédure de séchage il est difficile d'obtenir des éprouvettes avec les mêmes indices des vides et les mêmes degrés de saturation initiaux, nous avons par la suite effectué d'autres essais avec des valeurs d'indices des vides initiaux différents pour vérifier l'influence de ce paramètre sur la résistance statique. Les caractéristiques initiales des éprouvettes ainsi que les valeurs de q_{max} obtenues pour les essais triaxiaux monotones quasi-saturés sont données tableau 4.15. L'ensemble des résultats est présenté figure 4.21. On trouve que pour tous ces essais, l'indice des vides initial est le paramètre qui influence le plus la résistance statique du sol. Par ailleurs, on voit qu'avec le cisaillement une dépression d'eau se manifeste au sein du matériau. Comme nous n'avons pas utilisé de pierre poreuse à haute entrée d'air, le système a donc mesuré les valeurs de pressions d'eau négatives qui avaient été instaurées initialement au sein des éprouvettes avec le séchage.

On note aussi que le séchage des éprouvettes de sol a induit une augmentation de la succion initiale qui s'est traduit par une densification du sol. Pour les éprouvettes très denses, il en résulte la présence d'une résistance au pic et d'une résistance résiduelle au palier. La résistance résiduelle oscille dans la plus part des cas entre 100 et $300 \ kPa$. Pour les éprouvettes moins denses (EMNS30 - 90 - 3 et EMNS100 - 90), seule la résistance résiduelle au palier est observée.



FIGURE 4.21 - Résultats des essais triaxiaux monotones quasi-saturés

Essai	$EMN-\\S16-90$	$\frac{EMN}{S16-90} - 2$	EMN- S30-90	$\frac{EMN}{S30-90} - 2$	EMN - S30 - 90 - 3	EMN- $S60-90$	$\begin{array}{c} EMN-\\ S60 \\ 90-2 \end{array}$	$\begin{array}{c} EMN-\\ S100 \\ 90 \end{array}$
$p_i'(kPa)$	16	16	30	30	30	60	60	100
w _i (%)	25,61	23, 38	23, 20	22,67	32,80	27,97	26,80	30, 52
S_{r_i} (%)	90,44	94,73	90,30	92, 45	92,38	89,71	95, 63	89, 34
e_i	0,763	0,665	0,692	0,661	0,957	0,840	0,755	0,920
$\gamma_{d_i} \; (kN/m^3)$	15,3	16, 2	15,9	16, 2	13,8	14, 6	15, 4	14, 0
$q_{max} (kPa)$	533,10	> 948,72	800, 97	> 931, 24	209,86	424, 89	600,90	221, 67

TABLE 4.15 – Paramètres obtenus pour les essais triaxiaux monotones quasi-saturés
Pour vérifier l'effet de l'indice des vides initial et de la contrainte de consolidation isotrope appliquée, nous avons regroupé les différents résultats suivant ces deux paramètres (figure 4.22). Ces figures mettent en évidence le fait que l'influence de la contrainte de consolidation isotrope appliquée est moins marqué que celui de l'indice des vides initial. Lorsque le sol est saturé, il est moins dense et plus compressible, la contrainte de consolidation isotrope appliquée crée une contractance qui vient augmenter la résistance du sol. Or à l'état non saturé, la compacité et la cimentation du sol seules sont suffisantes pour influencer la résistance du sol. Comme le sol est peu compressible dans cet état, l'effet de la contrainte de consolidation isotrope appliquée devient négligeable.

Pour les essais triaxiaux monotones non saturés, la rupture des éprouvettes s'est faite principalement suivant un plan de cisaillement (figure 4.23), sauf pour les éprouvettes avec un indice des vides initial de plus de 0, 9. Ce type de rupture est due à la forte compacité initiale des éprouvettes.





(c) Essais avec les indices des vides initiaux e_i de 0, 661, 0, 665 et de (d) Essais avec les indices des vides initiaux e_i de 0, 755 et de 0, 763 0, 692

FIGURE 4.22 – Effet de l'indice des vides sur la résistance du sol en étant de quasi-saturation



FIGURE 4.23 – Rupture par cisaillement des éprouvettes quasi-saturées et des indices des vides inférieurs à 0,9

Ainsi en condition de quasi-saturation, il est difficile de déterminer la droite de rupture, comme pour les essais réalisés en condition de saturation totale pour lesquels la contrainte de consolidation isotrope est le principal facteurs qui influence la résistance statique. Toutefois, ces essais permettent d'estimer la résistance statique en fonction de l'indice des vides et du degré de saturation initial.

Bilan des essais triaxiaux monotones

Des essais triaxiaux monotones, nous tirons les conclusions suivantes :

- Les essais triaxiaux monotones saturés ont montré que le sol de plateforme, à l'état saturé, supporte mal le passage des trains lourds chargés à plus de 25 t à l'essieu. La contrainte induite par la roue de ces trains conduit à la rupture du sol;
- Contrairement aux essais triaxiaux monotones saturés pour lesquels la contrainte de consolidation isotrope est le paramètre majeur qui influence la résistance du sol, les essais triaxiaux monotones quasi-saturés ont montré qu'à l'état quasi-saturé, l'état de densité initial et le degré de saturation initial influencent la résistance du sol. Il a été observé qu'un sol plus dense initialement à une plus grande résistance;
- Les différents essais montrent que bien qu'à l'état saturé, le sol ait une résistance déviatorique assez faible (de l'ordre de 30 kPa pour un indice des vides initial d'environ 1, 3), il peut toutefois manifester une résistance déviatorique très élevée après séchage (entre 200 kPa et plus de 900 kPa pour un indice des vides compris entre 0, 6 et 1,00);
- Les essais triaxiaux monotones quasi-saturés ont aussi montré qu'il est difficile de contrôler à la fois le degré de saturation initial et l'indice des vides initial par la procédure de préparation proposée (par séchage).

4.2.2 Essais triaxiaux cycliques en condition de saturation totale et partielle

Les essais à chargement cyclique ont pour but de reproduire le chargement répété des essieux des wagons miniers pour en déduire le comportement mécanique du sol afin d'étudier l'évolution des déformations. Les paramètres obtenus, associés à ceux des essais triaxiaux monotones, doivent permettre d'estimer les déformations envisageables de la plateforme à partir de la connaissance de son état de compacité évalué in-situ. De ce fait, il faudra déterminer un modèle analytique de prédiction des déformations permanentes qui intègrera les paramètres mesurés in-situ (γ_d , q_{cyc} , N et w).

Dispositif d'essai et procédure expérimentale

Pour ces essais, nous utiliserons le même dispositif que pour les essais triaxiaux à chargement monotone (figure 4.16) et la même procédure de préparation des échantillons de sol saturés et quasi-saturés. Ces essais se feront suivant la procédure de chargement par palier décrite par Gidel et al. (2001) pour réduire le nombre d'échantillons à utiliser (figure 4.24). Les caractéristiques à la rupture des essais triaxiaux monotones nous permettent de définir les différents paliers de chargement.



(a) Chargements cycliques appliqués dans les essais par palier Gidel et al. (2001)

(b) Application de la procédure de chargement par palier des essais triaxiaux cycliques Trinh (2011)

FIGURE 4.24 – Objetcifs des essais triaxiaux monotones

A la suite des essais triaxiaux monotones, nous avons réalisé deux essais triaxiaux cycliques, un essai en condition de saturation totale et un autre en condition de quasi-saturation. Les essais triaxiaux cycliques ont pour objectif de reproduire les sollicitations cycliques in-situ sur les échantillons placés à différentes teneurs en eau initiales et de vérifier l'évolution des paramètres tels que la pression d'eau et la déformation axiale. Ils se font en appliquant trois paliers de chargement dont chacun devra simuler le passage de plusieurs trains en considérant un temps de repos entre chaque train pour évaluer l'effet du temps de repos sur l'accumulation de la pression d'eau, puis on poursuit le chargement sans appliquer de nouvelles phases de repos cette fois-ci pour identifier une loi d'évolution de la déformation axiale. Nous avons effectué un essai en condition de saturation totale et en condition de quasisaturation. Comme l'éprouvette utilisée pour l'essai quasi-saturé a été préalablement séchée, le degré de saturation initial de cette éprouvette est supérieur à celui de l'échantillon non séché utilisé pour l'essai saturé; cela e raison de la diminution du volume de l'éprouvette avec le séchage. Le programme d'essais est donnée par le tableau 4.16.

La procédure des essais triaxiaux cycliques est la suivante :

- Essai en condition de saturation : nous réalisons un essai en utilisant une éprouvette initialement non séchée. L'éprouvette est préparée comme présenté précédemment pour les essais triaxiaux monotones. Les phases de saturation et de consolidation sont ensuite effectuées. La consolidation se fait en appliquant une contrainte de consolidation isotrope initiale σ'_{3i} = 16 kPa (qui correspond à la contrainte effective horizontale in-situ). Puis nous lançons une première phase de cisaillement statique pour ramener déviateur à 24 kPa (de sorte que la contrainte axiale soit égale 40 kPa comme la contrainte effective verticale in-situ). Cette première phase de cisaillement est drainée et à la même vitesse que celle des essais à cisaillement monotone (soit 0,01 mm/min). Nous appliquerons ensuite un chargement cyclique en faisant varier le déviateur entre 24 kPa et sa valeur maximale pour le palier en cours (figure 4.25);
- Essai en condition de quasi-saturation : nous utilisons une éprouvette séchée, à un indice des vides de 0,922 sans tenir compte de la valeur du degré de saturation initial, pour avoir une éprouvette moins dense. Car nous avons montré précédemment qu'à l'état quasi-saturé, la résistance du sol peut augmenter rapidement si l'indice des vides est trop petit. L'essai débute directement par la phase de consolidation ($\sigma'_{3i} = 16 \ kPa$)

puis nous faisons la phase d'ajustement pour appliquer le déviateur de 24kPa comme précédemment avant d'entamer le chargement cyclique.



FIGURE 4.25 – Illustration de la procédure des essais triaxiaux cycliques

Type d'essai	Désignation	$p_i'(kPa)$	$_{(kN/m^3)}^{\gamma_{d_i}}$	e_i	f(Hz)	<i>w_i</i> (%)	S_{r_i} (%)
Saturé	ECS16 - 100	16	11,8	1,283	0,017	45, 1	94, 6
Quasi-saturé	ECNS16-90	16	14,0	0,922	0,017	32, 8	95, 8

 TABLE 4.16 – Programme des essais triaxiaux cycliques

La phase d'ajustement (consolidation anisotrope) qui consiste à ramener le déviateur à 24 kPa est pensée pour reproduire l'anisotropie des contraintes qui s'exercent sur un volume de sol situé à la profondeur d'étude; cela avant d'appliquer le cisaillement cyclique.

Un essai triaxial monotone saturé modifié a été réalisé pour vérifier l'influence de cette phase sur la résistance du sol. Cet essai a été réalisé à la contrainte de consolidation isotrope de 16 kPa. Nous avons effectué un cisaillement drainé, à contrainte contrôlée, pour ramener le déviateur à 24 kPa. Puis nous avons effectué un cisaillement monotone non drainé jusqu'à la rupture.

Le résultat de l'essai triaxial monotone saturé réalisé à la contrainte de consolidation isotrope de 16 kPa, qui avait été réalisé pour déterminer la droite de rupture des essais monotones saturés (essai normal) est donné figure 4.26 avec l'essai modifié pour l'ajustement. Les caractéristiques des différents essais sont donnés dans le tableau 4.17. On voit que la résistance finale (déviateur maximal) est plus grande pour l'essai modifié, on obtient un déviateur maximum de 40 kPa pour l'essai modifié comparé à l'essai normal qui est de 31 kPa. Ces résultats montrent qu'il est possible d'appliquer la phase d'ajustement pour les essais cycliques sans risquer que le sol ne se rompe durant la phase d'ajustement.

	Normal		Modifié		
	Initial	Final	Initial	Final	
w (%)	45, 6	45,0	46, 3	44,8	
$\gamma_d (kN/m^3)$	12, 0	-	11,7	-	
e	1,248	-	1,307	-	
S_r (%)	98, 5	-	95, 4	-	
$q_{max} (kPa)$	31, 3		40		

TABLE 4.17 – Résultats des essais monotones saturés normal et modifié réalisés au confinement de 16 kPa



FIGURE 4.26 – Résultats des essais de cisaillement monotone réalisés avec la procédure normale et modifiée

Choix de la vitesse de chargement pour la phase d'ajustement

Avant d'appliquer le chargement cyclique, il est prévu de placer l'éprouvette à l'état de contrainte in-situ, qui consiste en une contrainte effective latérale de 16 kPa et en une contrainte verticale de 40 kPa. A cet effet, il faut effectuer une mise en contact du piston avec le sommet de l'éprouvette sans causer le poinçonnement de l'éprouvette. Pour cela, il faut donc déterminer la vitesse de descente du piston.

Les règles pour le choix de la vitesse de cisaillement maximum définies par la norme AFNOR (1994) s'appuient sur des approches théoriques développées par Bishop and Henkel (1962). En effet durant les essais triaxiaux non drainés, il se crée une hétérogénéité du champ de pression interstitielle au sein de l'éprouvette de sol. Cette hétérogénéité peut être accentuée par l'effet de la vitesse de chargement. L'uniformisation du champ de pression interstitielle dépend de la perméabilité du sol, de son état de consolidation, de ses dimensions mais aussi de la vitesse de chargement (Serratrice, 2013).

La vitesse de cisaillement maximale des essais triaxiaux monotones est calculée en fonction de la durée t_f , qui est le temps nécessaire pour atteindre un taux d'uniformisation de 100 %. Ce temps est calculé comme suit :

$$t_f = \frac{T_f \cdot h^2}{c_v} = \frac{T_f \cdot t_{100}}{\rho}$$
(4.19)

Où T_f est le facteur temps qui peut être relié à un degré de consolidation U_f , h est la demie-hauteur de l'éprouvette, t_{100} est le temps de fin de consolidation primaire, c_v est le coefficient de consolidation et ρ est le coefficient qui dépend des conditions de drainage aux limites de l'éprouvette.

Ce temps permet ainsi de calculer la vitesse maximale de cisaillement comme suit :

$$V_{max,cis} = \frac{\Delta h_f}{t_f} = \frac{h_0 \cdot \varepsilon_{af}}{\underline{T_f \cdot t_{100}}} = \frac{h_0 \cdot \varepsilon_{af}}{a \cdot t_{100}}$$
(4.20)

D'où l'expression donnée par l'équation 4.13. La vitesse de cisaillement maximale des essais triaxiaux monotones est donc calculée en fonction du temps requis pour atteindre la déformation à la rupture ε_{af} pour un taux d'uniformisation de la pression interstitielle minimum de 95 % au sein de l'éprouvette. Sur cette base, nous pouvons considérer la même vitesse maximale à appliquer pour la mise en contact du piston peut être la même que la vitesse de cisaillement des essais triaxiaux monotones, soit 0, 01 mm/min. Cette vitesse est adaptée pour éviter le poinçonnement de l'éprouvette pendant la phase d'ajustement.

Calcul du temps de drainage en laboratoire

Outre le choix de la vitesse de mise en contact, il faut calculer les temps de drainage à appliquer pour les phases de repos durant les essais à chargement cyclique.

On suppose qu'à l'in-situ, le chargement des trains se fait en condition de non drainage car, d'une part le sol de plateforme est constitué d'argile altérée avec une faible perméabilité et d'autre part, la vitesse de chargement ne permet pas un temps de dissipation de la surpression d'eau. Par contre entre deux passages de trains, il y a une phase de repos au cours de laquelle, on suppose que les surpressions interstitielles d'eau au sein du sol de plateforme peuvent se dissiper. Ce qui nous emmène à considérer cette phase comme une phase de drainage.

Pour la réalisation des essais en laboratoire, il est inapproprié d'appliquer les mêmes temps de repos qu'à l'in-situ, cela ne serait pas représentatif compte tenu de la petite taille de l'éprouvette d'essai comparée à celle de l'ouvrage en place. Il faut plutôt déterminer un temps de dissipation de la pression d'eau en laboratoire qui équivaut au même degré de consolidation qu'à l'in-situ pour calculer les temps de repos à appliquer au laboratoire. Pour cela, nous nous appuyons sur la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1925).

Terzaghi (1925) propose ainsi de calculer le facteur temps T_v qui permet d'estimer le degré de consolidation U(z,t) en fonction de la profondeur z et du temps t de consolidation considéré. Le degré de consolidation est définit comme le pourcentage de dissipation de la surpression d'eau au temps t et à la profondeur z. La connaissance de T_v nous permet de calculer les temps de repos. Les expressions des différents paramètres concernés sont données par les équations suivantes.

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2} \tag{4.21}$$

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \tag{4.22}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} = \frac{-\Delta e}{\Delta \sigma} \cdot \frac{1}{1+e_0}$$
 (4.23)

Nous avons calculé le facteur temps, en considérant une longueur du chemin de drainage dans la couche d'argile de 0,7 m. On en déduira ensuite le temps de repos à appliquer sur les échantillons en laboratoire. Le tableau 4.18 présente le calcul du coefficient de consolidation pour le sol en place.

	In-situ
$H_{dr}\left(m ight)$	0,7 (drainage sur une face)
k (m/s)	$1, 2 \times 10^{-8}$
e_0	1,3
$a_v (m^2/kN)$	$4,5 \times 10^{-4}$
$m_v (m^2/kN)$	$1,9 \times 10^{-4}$
$c_v (m^2/s)$	$6, 3 \times 10^{-6}$

 TABLE 4.18 – Paramètres pris en compte dans le calcul du degré de consolidation

Le tableau 4.19 présente le calcul du temps de repos à appliquer aux éprouvettes de sol en laboratoire (hauteur de drainage de 0, 1 m et pour un indice des vides de 1, 3 obtenu après confection de l'éprouvette par consolidation unidimensionnelle). Dans cette approche, nous avons considéré que l'indice des vides in-situ (sol situé à 70 cm sous l'arase de la zone 7) est égale à 1, 3; qui correspond à l'indice des vides moyen obtenue après la confection des éprouvettes par consolidation. Nous obtenons que pour les essais en laboratoire, pour obtenir les mêmes degrés de consolidation qu'à l'in-situ, il faut respectivement 3 min et 5 min pour les temps de repos de 8 h et de 16 h.

$c_v (m^2/s)$	$6, 3 \times 10^{-6}$
$H_{dr}\left(m ight)$	0,05 (drainage deux faces)
T_v (8h)	0,369
T_v (16h)	0,737
U_v (8 h)	0,674
U_v (16 <i>h</i>)	0,866
$t(T_v (8h)) (min)$	2, 4
$t(T_v \ (16h)) \ (min)$	4,9

TABLE 4.19 – Calcul du temps de repos en laboratoire

Spécification sur les paramètres de l'essai

Niveau de chargement

Les niveaux de chargement (q_{cyc}) à prendre en compte dans le cadre des essais triaxiaux cycliques sont fixés en fonction de la valeur de la résistance déviatorique du sol (q_{max}) , à l'état saturé. Nous avons prévu d'effectuer des essais de chargement par paliers qui consistent à solliciter les échantillons de sol, qui sont placés initialement à la contrainte déviatorique de 24 kPa, en augmentant progressivement q_{cyc} jusqu'à la valeur de $q_{max} = 40 kPa$. Nous avons choisi d'appliquer trois paliers de chargement qui sont de 4 kPa pour les deux premiers paliers et de 8 kPa pour le dernier. Le signal à appliquer est indiqué à la figure 4.27.

Le tableau 4.20 rappelle les différentes contraintes qui agissent dans le sol de plateforme de la zone 7, lors du passage d'un train en fonction du pourcentage repris par la traverse sous charge (39 et 50 %). La contrainte due au passage de la roue du train (q_{roue}) n'influence pas le niveau de chargement. Si $q_{roue} < q_{max}$ alors le sol de plateforme supporte le passage des trains, dans le cas contraire on serait à la rupture.

	39 %			50~%		
$P_{stat} (kN)$	250	280	300	250	280	300
$q_{roue} (kPa)$	29	32	34	37	41	44
$\sigma_{v0}^{\prime} (kPa)$	40	40	40	40	40	40
P_{stat} : charge statique de la roue, q_{roue} : contrainte verticale engendrée par la roue à 70 cm sous l'arase, σ'_{v0} : contrainte effective verticale à 70 cm sous l'arase						

TABLE 4.20 - Contraintes induites par la roue dans le sol de plateforme de la zone 7

Nombre de cycles

Le nombre de cycles de chargement (N) est fixé en fonction du nombre d'essieu par wagon minier. Sachant qu'un wagon consiste en 4 essieux et qu'un train minier consiste en près de 100 wagons, un train applique donc 400 cycles de chargement durant son passage. Pour nos essais, nous appliquerons 2400 cycles pour les phases de chargement avec repos, cela correspond à trois jours de chargement à raison de deux trains par jour, et au minimum 2400 cycles pour la phase de chargement sans repos.

Fréquence de charge

Pour reproduire les sollicitations réelles en laboratoire, l'appareil triaxial de Bishop and Wesley (1975) modifié dont nous disposons est équipé d'un système hydraulique qui n'est capable que d'enchaîner des cycles de charge/décharge à une vitesse d'1 cycle par minute (soit 0,017 Hz). Cette limitation de la vitesse de charge à 0,017 cycle par seconde pour les essais au laboratoire est très loin de la vitesse réelle de charge de l'essieu (qui varie entre 3 Hz et 9 Hz pour des vitesses de circulation comprises entre 20 km/h et 60 km/h). Toutefois, comme nous l'avons montré dans l'étude bibliographique, selon Yasuhara et al. (1982) la résistance cyclique non drainée est indépendante de la fréquence de charge et de la durée d'application du chargement. La fréquence de charge influencera surtout le temps d'accumulation de la déformation axiale. Une fréquence de charge plus basse induira l'atteinte plus rapide d'un certain taux de déformation axiale car sous ce type de fréquence, il se produit une bonne égalisation de la pression d'eau dans l'échantillon de sol durant le cisaillement (Zergoun, 1991).

Ainsi dans notre cas, la limitation de la vitesse de charge ne nous permettra pas de solliciter les échantillons de sol dans les conditions réelles. Nous ne pourrons donc pas déterminer expérimentalement le nombre de cycles (ou la durée) de charge pour lesquels le matériau de plateforme atteint l'état d'équilibre ni la rupture en temps réel. Toutefois il nous sera possible de déterminer les taux de déformation axiale à l'état d'équilibre et à la rupture.

Le signal à appliquer en laboratoire pour les essais triaxiaux cycliques est donné aux figures 4.27 et 4.28. Il consiste en trois paliers de chargement appliqués sur un même échantillon. Il s'agit de placer l'échantillon sous un confinement équivalent à celui du sol en place, puis d'appliquer les phase de chargement cyclique pour simuler le passage de deux trains. Dans un premier temps, pour chaque palier, on appliquera des phases de 400 cycles suivies des phases de repos puis dans un second temps, on appliquera une phase de chargement unique, sans phase de repos. Les temps de repos correspondent aux temps de décalage entre le passage de deux trains. La fréquence de charge durant tous les paliers (avec ou sans phase de repos) sera de 0,017 Hz.



FIGURE 4.27 – Détails du signal à appliquer pour les essais triaxiaux cycliques



FIGURE 4.28 – Signal réel de type sinusoïdale appliqué par le dispositif GDS

Résultats et analyses

Essai en condition de quasi-saturation

Au début de l'essai, nous avons appliqué une phase de consolidation isotrope de 24 h avec une contrainte de 16 kPa et une contre-pression nulle. Après la phase de consolidation, nous avons appliqué la phase d'ajustement (consolidation anisotrope) pour ramener la contrainte verticale à 40 kPa. Cette phase correspond à un cisaillement monotone à contrainte contrôlée et en condition de drainage pour ne pas entraîner l'accumulation de la pression interstitielle. La figure 4.29a présente l'évolution du déviateur de contrainte et de la déformation totale durant la phase d'ajustement. La figure 4.29b montre que la déformation totale axiale durant l'ajustement reste négligeable avec moins de 0, 3 %, et la déformation radial est quasi-nulle.



(b) Courbe temps-déformations

FIGURE 4.29 – Variation du déviateur de contrainte et de la déformation totale durant la phase d'ajustement de l'essai quasi-saturé (essai ECNS16-90)

Après la phase d'ajustement, nous avons entamé les différents niveaux de chargement cyclique. La figure 4.30 présente l'évolution du déviateur et de la pression d'eau durant le début du chargement et durant deux phases de repos. Nous avons programmé le logiciel pour appliquer automatiquement toutes les étapes de l'essai. Comme les phases de repos se font en condition de drainage et qu'il était impossible d'être présent pour effectuer manuellement l'ouverture et la fermeture de la vanne de sortie de l'appareil, nous avons donc maintenu fermé cette vanne durant tout l'essai. Le drainage s'est alors fait par une seule face. Ce qui fait que les temps de repos qui étaient calculés pour un cas de drainage sur deux faces ont été doublé; il ont été ramené à 6 *min* et à 10 *min* respectivement pour la première et pour la seconde phase de repos.

Les résultats sont présentés en fonction du temps. Nous rappelons que pour ces essais, 1 minute correspond à 1 cycle.



FIGURE 4.30 – Évolution du déviateur et de la pression d'eau en début d'essai et durant les phases de repos pour l'essai quasi-saturé (essai ECNS16-90)

La figure 4.31 présente l'ensemble des résultats obtenus pour l'essai quasi-saturé. Sur la figure 4.31a, on voit que les paliers de chargement visés ont bien été atteint (28 kPa, 32 kPa et 40 kPa). La figure 4.31b montre que la quasi-totalité des déformations axiales se sont développées durant la phase d'ajustement. Par contre les déformations dues au chargement cyclique sont négligeables. La déformation totale reste inférieure à 0,5 %. Au début du second palier de chargement, on observe une diminution anormale de la déformation totale axiale qui peut être due à une dilatation du sol. Comme la contrainte de consolidation isotrope (16 kPa) et l'amplitude du déviateur appliqué (4 kPa) restent faibles, cela n'a pas empêché cette dilatation. Cette dilatation est due à une instabilité au sein du matériau (figure 4.31c).



(c) Courbe temps-dépression d'eau

FIGURE 4.31 – Résultats de l'essai quasi-saturé (essai ECNS16-90)

La figure 4.32 présente l'évolution de la pression d'eau pour les deux premiers paliers (l'évolution du troisième palier est similaire à celui du second palier). En général, on voit que le chargement cyclique induit une accumulation d'une pression d'eau négative au sein de l'échantillon de sol non saturé. Au cours des phases de repos, la dépression d'eau tend à revenir vers des valeurs positives (dissipation) mais dès la reprise du chargement, elle tend à nouveau vers les valeurs négatives. Quand la phase de chargement s'effectue sans repos, la dépression d'eau continue de diminuer. Cette tendance s'observe généralement sur des éprouvettes de sol surconsolidées.

On note que pour le premier palier (figure 4.32a), jusqu'à 800 min (après les 800 premiers cycles de passage), la dépression d'eau est continue, c'est seulement à partir de 800 min que les "pics de dissipation" qui marquent chaque phases de repos après 400 cycles sont distinguables. Pour le second palier (figure 4.32b), ces "pics de dissipation" apparaissent clairement dès le début du palier.

On voit aussi que comme la dépression d'eau accumulée est assez faible, moins de -5 kPa, les fluctuations du dispositif d'asservissement (confinement) influencent son évolution. Cela est plus perceptible sur les phases de chargement sans repos où on voit que bien que la tendance générale de la pression interstitielle est de diminuer, les légères augmentation du confinement induisent également celles de la pression interstitielle.



FIGURE 4.32 – Évolution de la dépression d'eau durant l'essai quasi-saturé pour les deux premiers paliers (essai ECNS16-90)

Essai en condition de saturation

Comme pour l'essai quasi-saturé présenté précédemment, la phase d'ajustement a été effectuée préalablement au chargement cyclique. Sauf que dans le cas où le sol est saturé, les déformations totales (axiales et radiale) sont plus importantes. La figure 4.33 présente les résultats de la phase d'ajustement. On remarque qu'à la fin de l'ajustement, la contrainte déviatorique est égale à près de 27 kPa, au lieu de 24 kPa. Cela est dû au fait que l'essai a été mené en contrôlant la force axiale. Nous avons au préalable calculé la force qui correspond à la pression de 24 kPa en considérant la section initiale de l'éprouvette et avons donné la consigne au dispositif de chargement d'atteindre cette valeur. Or comme durant l'essai la section de l'éprouvette varie, cela induit aussi une variation du déviateur.



FIGURE 4.33 – Résultats de la phase d'ajustement de l'essai saturé (essai ECS16-100)

L'ensemble des résultats obtenus pour l'essai mené en condition de saturation totale sont donnés par la figure 4.34. La figure 4.34b montre qu'au début de chaque palier de chargement, les déformations totales (axiale et radiale) augmentent rapidement avant de se stabiliser. Le taux d'accumulation au début du premier palier est plus important que pour les deux autres. Ce qui est dû au fait qu'avec le premier palier de chargement, un certain niveau de réarrangement s'est produit au sein du matériau. La figure 4.34c montre qu'à l'état saturé, la surpression d'eau s'accumule et tend vers des valeurs positives. Comme ce sont les mêmes paliers de chargement qui sont appliqués pour l'essai quasi-saturé et pour l'essai saturé, on constate que l'amplitude de la surpression d'eau reste du même ordre de grandeur que pour l'essai quasi-saturé (5 kPa).



(c) Courbe temps-surpression d'eau

FIGURE 4.34 – Résultats de l'essai cyclique saturé (essai ECS16-100)

La figure 4.35 montre qu'au cours des phases de repos, la surpression d'eau se dissipe. On note également que comme l'amplitude de la surpression d'eau est faible, les fluctuations du dispositif d'asservissement du confinement influencent son évolution durant la phase de chargement sans repos.



FIGURE 4.35 – Évolution de la surpression d'eau durant l'essai saturé pour les deux premiers paliers (essai ECS16-100)

Selon la théorie du « Shakedown », lorsque le niveau de chargement est faible, la déformation permanente du sol se stabilise après un certain nombre de cycles vers une valeur limite, à partir de cet état même si l'on poursuit le chargement la déformation restera stable. La déformation du sol est alors réversible. C'est l'état d'équilibre appelé aussi le rang A (« plastic shakedown » ou accomodation). Mais lorsque l'on augmente le niveau de chargement, la déformation permanente peut augmenter de façon importante jusqu'à la rupture, il passe alors au rang B (« plastique creep ») où la déformation permanente est encore acceptable, puis au rang C (« incremental collapse ») où la rupture peut se produire même pour un petit nombre de cycles de chargement. La figure 4.36 illustre cela.



(a) Comportement théorique des matériaux granulaires sous sollicitation cyclique (b) différentes catégories de développement de la déformation permanente



Pour l'essai effectué en condition de saturation, on voit que le matériau se comporte comme un matériau de rang "A" suivant la théorie du Shakedown. On observe qu'au début du cisaillement cyclique, la déformation totale s'accumule rapidement puis avec le temps, elle entre dans un palier de stabilisation. A partir de là, quel que soit le nombre d'application de cycles, le comportement du matériau devient réversible. Cet état est atteint dès les premiers cycles d'application, après 1000 cycles d'application.

On observe que dans cet état de saturation, le comportement du matériau est resté similaire quelque soit le niveau de chargement, même après la rupture du sol. Au début du chargement, le palier de stabilisation est dû au faible niveau de chargement. Et quand le niveau de chargement dépasse la résistance statique du sol, la palier de stabilisation est attribué au type de rupture observé. En effet en condition de saturation, le matériau étudié manifeste une rupture plastique (rupture en tonneau). Ainsi, avec le niveau de chargement appliqué, il se crée un taux de déformation supplémentaire qui se stabilise avec le nombre de cycles d'application.

4.2.3 Bilan des essais triaxiaux

Les essais triaxiaux ont permis d'étudier le comportement mécanique du matériau de la zone 7. Nous avons choisi de nous focaliser uniquement sur ce matériau en raison du temps de réalisation des essais triaxiaux qui est assez long. Toutefois, le comportement observé sur le matériau de la zone 7 peut permettre d'apprécier celui de la zone 11 car étant deux matériaux similaires.

Les résultats des essais triaxiaux monotones ont montré que la résistance au cisaillement du sol de plateforme est fortement influencé par l'eau. A l'état saturé, le chargement induit par les trains lourds (de plus de 25 t) peut entrainer le sol de plateforme à la rupture. Cela est démontré par les deux essais saturés monotones effectués à la contrainte de consolidation isotrope de 16 kPa (essai normal et essai modifié). Par contre à l'état quasi-saturé, la résistance au cisaillement devient plus importante. A cet état, l'indice des vides du sol influence fortement sa résistance.

Les résultats des essais triaxiaux cycliques ont montré qu'à l'état quasi-saturé, la résistance du sol est suffisante pour que la sollicitation cyclique appliquée n'induise pas de déformations plastiques ; la déformation totale reste inférieure à 0,5 %. De plus cet essai présente un développement d'un taux de déformation totale négatif dû à une instabilité au sein du matériau. Cela ne permet donc pas de déterminer le modèle de déformations permanentes avec les résultats de l'essai quasi-saturé. Par contre à l'état saturé, les sollicitations appliquées permettent d'obtenir un développement important des déformations permanentes.

4.3 Modélisation des déformations permanentes

Dans le cadre de notre étude, nous tentons de développer un modèle analytique de prédiction de déformations permanentes du sol de plateforme constitué de sol fin pélitique. Ce modèle est une solution adaptée pour résoudre les problèmes de tassement sur le long terme du sol de plateforme. Plusieurs auteurs ont montré que le sol a un comportement élastoplastique sous sollicitation cyclique (Lekarp and Dawson (1998); Trinh (2011); etc). Ainsi, si l'on suppose que le sol a un comportement approximativement élastique linéaire dans le cas des petites déformations (0, 001 % à 1 %) à très petites déformations (< 0, 001 %), et un comportement approximativement plastique parfait pour les grandes déformations (supérieures à 1 %) (Arbaoui, 2003), on peut compter deux types de déformations du sol sous sollicitation cyclique, d'une part la déformation réversible (ou élastique) et la déformation permanente (ou plastique); la déformation totale est la somme des deux.

Le modèle proposé ne prend en compte que des paramètres faciles à obtenir par des mesures in-situ. C'est pourquoi des paramètres comme la succion du sol ne sont pas considérés.

4.3.1 Présentation du modèle envisagé

Le modèle proposé doit prendre en compte les paramètres suivants :

- Niveau de chargement : Le niveau de chargement (q_{cyc}) est considéré comme le facteur principal influençant le développement de la déformation permanente des sols fins sous sollicitation cyclique. Le niveau de chargement est la pression induite par la charge (P_{roue}) due à la roue du train dans le sol de plateforme. Ainsi pour l'obtenir, il faut calculer la diffusion de la pression induite par la roue du train à une profondeur donnée;
- Degré de saturation : Selon le constat fait jusqu'à ce jour, le sol de plateforme dans les zones étudiées est généralement exposé à l'eau même durant la saison sèche, pour laquelle on enregistre des valeurs de teneur en eau un peu plus faible. De plus compte tenu que le comportement mécanique des sols fins est fortement lié aux variations hydriques, il est donc important d'étudier la corrélation entre la teneur en eau (ou du degré de saturation) et des déformations permanentes du sol. Pour prendre en compte le degré de saturation (S_r) dans notre modèle, il faudra d'abord déterminer la teneur en eau (w) in-situ (en laboratoire après carottage ou par mesure in-situ à l'aide d'une sonde thétaprobe);
- *Poids volumique sec* : Le poids volumique sec (γ_d) est important pour prendre en compte l'influence de la résistance du sol dans l'estimation de la déformation permanente. Il est obtenu par estimation indirecte à partir de la mesure de la résistance dynamique de pointe in-situ (q_d) à l'aide du pénétromètre dynamique léger PANDA® et des courbes de calibration développées dans le cadre de cette étude;
- Nombre de cycle d'application de la charge : Le nombre de cycle (N) est également un facteur influençant le développement de la déformation permanente dans le cas de chargement répété. Les théories de l'élastoplasticité telle que la théorie du « Shakedown » permet de montrer que si l'amplitude du déviateur est assez petite, le sol peut entrer dans une phase de stabilisation de la déformation axiale après un certain nombre de cycles d'application de la charge. Pour obtenir ce paramètre, nous nous intéresserons à la fréquence de passage (f) de la roue d'un train.

Le choix de ces quatre paramètres permettra de prendre en compte l'influence des données réelles mesurées in-situ pour en déduire une estimation de la déformation permanente. La connaissance du nombre de trains quotidien et du nombre de wagons sera nécessaire pour spécifier le nombre de cycles d'application de la charge. La démarche pour la mise en place du modèle est illustrée par la figure 4.37).



FIGURE 4.37 – Synthèse de l'approche envisagée pour obtenir les paramètres du modèle

Le modèle que nous proposons est adapté des deux modèles présentés dans le tableau 4.21. Nous nous intéressons à ses modèles car ils prennent en compte l'effet des paramètres qui nous intéressent $(N, S_r, q_{cyc}, \gamma_d)$.

Auteurs	Expressions	Paramètres considérés
Ren et al. (2018a)	$\varepsilon_p = \frac{N^b}{a + c.N^b} \tag{1.42}$	$a = A_1.e^{A_2.CSR}, c = C_1(CSR)^{C_2}, A_1,$ A_2, C_1, C_2 sont des constantes, $CSR = \sigma_d/q_{cu}, b = \alpha.w_R - \beta$ avec $w_R = w/w_L$ où α et β sont des constantes, w_L et w sont respectivement la teneur en eau et la limite de liquidité
Luo and Ku (2011)	$\varepsilon_p = a. \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_c}\right)^m. K^n. N^b$ (1.43)	a, b, m et n sont des paramètres et $K = \gamma_d / \gamma_{d_{max}}$ le degré de compactage relatif

TABLE 4.21 – Modèles de prédiction de déformations permanentes retenus pour établir notre étude

De ces modèles, nous exprimons ainsi notre modèle comme donné par l'équation 4.24. Dans ce modèle, pour prendre en compte le degré de saturation, nous avons adapté la relation entre le paramètre b et le paramètre w_R du modèle de Ren et al. (2018a).

$$\varepsilon_p = a. \left(\frac{q_{cyc}}{q_{max}}\right)^m. K^n. N^c \tag{4.24}$$

Et

$$c = \alpha_1 . S_r + \beta_1 \tag{4.25}$$

Avec q_{cyc} le niveau de chargement (kPa), q_{max} est la résistance déviatorique non drainée (kPa), K est le degré de compactage relatif qui dépend du poids volumique sec du matériau et de son poids volumique sec maximal (il est donné dans le tableau 4.21).

Les paramètres q_{cyc} , K et N dépendent des caractéristiques du sol de plateforme mesurées in-situ et des données du trafic. Le résistance déviatorique q_{max} est déterminée en laboratoire par des essais triaxiaux monotones non drainés et en condition de saturation totale (l'effet de l'état hydrique est pris en compte par le paramètre c). Les paramètres a, m, n, α_1 et β_1 sont des constantes obtenues par ajustement du modèle avec les résultats expérimentaux à l'aide du SOLVEUR d'Excel.

4.3.2 Validation du modèle proposé

En raison de l'apparition d'un taux de déformation négatif à partir du second palier de l'essai cyclique quasisaturé et comme pour cet essai, la déformation totale est restée négligeable, nous avons caler le modèle de prédiction de déformations permanentes avec les résultats expérimentaux de l'essai cyclique saturé (figure 4.38). On voit que le modèle proposé permet d'obtenir une bonne approximation de la déformation totale pour le premier et le second palier. Les paramètres du modèle proposé sont donnés par le tableau 4.22.

α_1	β_1	a	m	n
0,010	0,006	12, 7	0,430	0,427

TABLE 4.22 – Paramètres du modèle proposé



FIGURE 4.38 – Comparaison entre la déformation totale obtenue par le modèle proposé et celle obtenue expérimentalement

L'influence des paramètres du modèle est vérifiée comme suit :

- Le degré de saturation S_r : La figure 4.39a présente l'effet du degré de saturation sur la déformation totale. On voit que quand S_r diminue, le taux de déformation du sol diminue également. Ce qui est dû à l'effet de la succion du sol qui augmente quand le degré de saturation diminue. L'augmentation de la succion du sol contribue à améliorer la résistance du sol. On note toutefois que l'effet du degré de saturation est limité car la diminution du taux de déformation reste faible entre l'état saturé ($S_r = 100 \%$) et l'état non saturé ($S_r = 15 \%$) en raison du fait que le modèle ait été calé avec les résultats de l'unique essai cyclique saturé. Le degré de saturation dépend des paramètres α_1 et β_1 dont l'amplitude influence le taux de déformation totale, la figure 4.39 montre que le taux de déformation est faible quand ces deux paramètres sont faibles, ce qui est le cas a l'état saturé;
- Le paramètre m: La figure 4.40a présente l'effet du paramètre m sur la déformation totale. Le paramètre m a le même effet sur le taux de déformation que le paramètre n. On observe également un taux de déformation maximum quand m atteint des valeurs négligeables (à partir de l'ordre du centième également). Toutefois on constate que pour ces valeurs, le taux de déformation maximum est le même pour les trois paliers. Cela est dû au fait que dans l'expression du modèle, le paramètre m est celui qui élève à la puissance le niveau de chargement. Ainsi même si le niveau de chargement varie pour les trois paliers, si m est négligeable, la quantité $\left(\frac{q_{cyc}}{q_{max}}\right)^m = CSR^m$ aura la même valeur (proche de 1) pour les trois paliers. Cette singularité de l'effet du paramètre m sur la déformation est due au fait que ce paramètre influence directement le rapport des contraintes CSR;
- Le paramètre a : La figure 4.40b présente l'effet du paramètre a sur la déformation totale. Plus a est grand et plus le taux de déformation est grand; et inversement. Cela est dû au fait que le paramètre a pondère la quantité $CSR^m.K^n.N^c$.
- Le paramètre n: La figure 4.40c présente l'effet du paramètre n sur la déformation totale. On voit que quand ce paramètre diminue, il en résulte une augmentation du taux de déformation du sol. Il a été observé que pour des valeurs négligeables de n (à partir de l'ordre du centième), le taux de déformation n'augmente plus. Sur la figure 4.39b la courbe obtenue pour n = 0,003 représente le taux maximum de déformation, pour les trois paliers. Par contre des valeurs élevées de n conduisent à rendre le taux de déformation négligeable;

• Le degré de compactage relatif K et la résistance déviatorique non drainée q_{max} : K dépend du poids volumique sec; les deux paramètres évoluent dans le même sens. Dans l'expression du modèle, lorsque tous les autres paramètres sont constants, la déformation du sol augmente quand K augmente. Cette tendance est physiquement contradictoire car un sol initialement plus compacte est moins déformable. L'effet du paramètre K ne peut être clairement mis en évidence avec un seul essai triaxial cyclique saturé (réalisé pour un seul poids volumique sec initial). Par ailleurs comme la résistance du sol est liée à son poids volumique sec initial, on ne peut donc pas dissocier l'effet de K de celui de q_{max} . La figure 4.41 présente l'effet de q_{max} et de K sur la déformation totale. Pour cette vérification, nous avons pris en compte des valeurs de q_{max} et de K obtenues durant des essais triaxiaux monotones saturés. On voit clairement que la déformation du sol augmente quand q_{max} et K diminuent. Ce qui traduit le fait que plus un sol est résistant et dense, moins il est déformable.



FIGURE 4.39 – Effet des paramètres du modèle $(S_r, \alpha_1 \text{ et } \beta_1)$ sur la déformation totale



FIGURE 4.40 – Effet des paramètres du modèle (m, a et n) sur la déformation totale



FIGURE 4.41 – Effet des paramètres du modèle (K et q_{max}) sur la déformation totale

Il faut noter que comme le degré de compactage relatif K (qui intègre le poids volumique sec γ_d) est lié à la résistance non drainée (q_{max}), il faut donc connaître les valeurs de q_{max} à associer à K pour application du modèle de prédiction de la déformation permanente. q_{max} se détermine aisément par des essais triaxiaux monotones. Mais comme pour la méthodologie proposée nous ne préconisons pas de tels essais, il faut donc proposer une corrélation entre q_{max} et la résistance dynamique de pointe q_d .

4.3.3 Suivi de l'évolution des déformations de la voie

Le trafic ferroviaire induit des sollicitations importantes qui peuvent affecter la tenue de la voie. Il peut en résulter des défauts de géométrie observés sur la voie, notamment sur le ballast. Pour une bonne tenue de voie, il est important de s'assurer que les déflexions et les tassements de la voie restent à des niveaux acceptables.

La déflexion (verticale) est le déplacement (vertical) instantané de l'élément de voie sous l'effet de la charge appliquée. C'est la différence entre la position initiale (avant chargement) et la position de l'élément en charge. Le tassement est la différence entre la position initiale (avant chargement) et finale (après chargement) de l'élément. On peut illustrer cela par la figure 4.42.



FIGURE 4.42 – Schéma du calcul du tassement et de la déflexion (Saussine, 2004)

Selon Guerin (1996), la déflexion du ballast est définit comme la réponse de l'ensemble formé par le ballast et le sol sous l'effet d'un chargement donné. Elle caractérise le comportement instantané de la structure ballast-sol pour un certain nombre de cycle d'application de la charge. Selon Saussine (2004), la déflexion dépend de la charge à l'essieu et de la raideur du sol. L'effet de la vitesse entre en jeu si la fréquence de sollicitation est suffisante pour entrainer la désorganisation du massif du ballast.

Sur la base d'un calcul élasto-plastique par éléments finis, pour le dimensionnement des voies ferrées, Profillidis (1983) propose d'estimer l'enfoncement (W) au niveau du sol de plateforme en fonction de la qualité du sol support et de l'épaisseur (e) de la couche d'assise (figure 4.43). Selon son approche, si on considère le cas d'une voie ferrée avec des couches d'assise de moins de 30 cm d'épaisseur et avec une plateforme de moindre qualité (QS1), on obtient un enfoncement supérieur à 2 mm.

En outre, selon l'American Railway Engineering Association (AREA), la déflexion maximale admissible du rail est limitée à 6, 35 mm pour une voie avec de bonnes conditions de maintenance (Doyle, 1980). La figure 4.44 présente les différentes valeurs seuils de déflexions en fonction de la condition d'exploitation de la voie.



FIGURE 4.43 – Enfoncement au niveau de la plateforme et de la traverse pour les divers types de traverses (Profillidis, 1983)



Legend:

A Deflection range for track which will last indefinitely.

- B Normal maximum desirable deflection for heavy track to give requisite combination of flexibility and stiffness.
- C Limit of desirable deflection for track of light construction (\leq 50 kg/m).
- D Weak or poorly maintained track which will deteriorate quickly.

FIGURE 4.44 – Déflexion maximale de la voie (Lundgren et al., 1970)

A partir du modèle de prédiction de la déformation permanente, il est possible de connaitre l'état de déformation dans le sol de plateforme. Le modèle de prédiction de la déformation permanente peut également être utilisé pour estimer le tassement de la voie ferrée. La plupart des problèmes liés aux zones instables du Transgabonais sont dus aux tassements différentiels sur la voie. Un meilleur suivi de l'évolution des tassements peut donc permettre d'anticiper des problèmes d'instabilité et d'assurer une meilleure gestion de la voie ferrée. Le tassement global sur la voie ferrée résulte de la somme des tassements de ces différentes éléments constitutifs (ballast, sous-couche, plateforme). Le tassement (s) du sol de plateforme peut être calculé comme donné par l'équation 4.26. Dans cette expression, ε_p^i représente la déformation permanente de la couche *i* et h_i la hauteur de la dite couche.

$$s = \sum_{i=0}^{n} \varepsilon_p^i . h_i \tag{4.26}$$

Nous nous proposons d'estimer la déformation et le tassement de la zone 7. Dans cette approche, nous supposons que le tassement de la voie est égale au tassement du sol de plateforme, on néglige le tassement du ballast et celui de la couche de transition. La plateforme est considérée comme la couche d'argile molle d'épaisseur 1, 41 mprésente sous la couche de transition de la zone 7.

Les caractéristiques de la couche étudiées sont données dans le tableau 4.23, nous avons proposé deux cas de figure en faisant varier la valeur de la charge à l'essieu. Nous n'avons pas pris en compte des valeurs différentes de poids volumiques secs car nous avons montré précédemment que le degré de compactage relatif (qui intègre le poids volumique sec) est lié à la résistance du sol (q_{max}) . Pour cette approche, nous avons donc choisis le poids volumique sec in-situ proche de celui de l'éprouvette utilisée pour la réalisation de l'essai triaxial cyclique saturé, à savoir 12 kN/m^3 . Dans cette approche, nous supposons que le sol est saturé. La figure 4.45 et le tableau 4.24 présentent les résultats d'estimation obtenus.

	$\acute{e}p\left(cm ight)$	S_r (%)	$_{(kN/m^3)}^{\gamma_d}$	q_{max} (kPa)	$\begin{array}{c} P_{essieu} \\ (kN) \end{array}$
cas 1	141	100	12, 4	40	250
cas 2	141	100	12, 4	40	280

TABLE 4.23 - Caractéristiques de la plateforme pour l'estimation du tassement



FIGURE 4.45 – Estimation de la déformation et du tassement du sol de plateforme à partir du modèle de prédiction

	$\begin{array}{c} \gamma_d \\ (kN/m^3) \end{array}$	$\begin{array}{c} P_{essieu} \\ (kN) \end{array}$	s _{roue} (mm)	$s_{essieu} \ (mm)$	$s_{train} \ (mm)$	
cas 1	12,4	25	71, 1	71, 8	78, 1	
cas 2	12,4	28	105, 4	106, 5	115, 8	
s_{roue} , s_{essieu} et s_{train} : tassement au passage de la roue, de l'essieu (2 roues) et du train (400 roues)						

TABLE 4.24 – Estimation du tassement de la voie

Sur la figure 4.45 et le tableau 4.24, on voit que l'augmentation de la charge à l'essieu, de 25 t à 28 t, induit une augmentation du tassement estimé d'environ 30 mm. Dès le passage de la première roue, à l'état saturé, le sol manifeste déjà un tassement important. Puis le tassement se stabilise avec l'augmentation du nombre de passages des trains. Les valeurs de tassement estimées sont en accords avec les observations faites sur le terrain. En effet sur certaines zone instables de la voie ferrée Transgabonais, il a été fait des mesures de tassements pouvant aller jusqu'à 200 mm.

D'autre part, on note aussi que les valeurs de tassement que nous obtenons sont du même ordre de grandeur que celui obtenu par Li and Selig (1996) pour une couche d'argile d'épaisseur 1,52 m, avec une résistance statique de 48 kPa (w = 35, 4%) et une densité sèche de 1,52 t/m^3 . Le nombre d'application de charge est de 770000 et la charge statique de 17,3 t dans leur cas.

4.3.4 Bilan

Le modèle de prédiction des déformations permanentes a été déterminé pour estimer la déformation du sol de plateforme en prenant en compte le poids volumique in-siu (γ_d) , le degré de saturation (S_r) , le niveau de chargement (q_{cyc}) et le nombre d'application de la charge (N). Toutefois, la relation entre le degré de saturation et la déformation permanente n'a pas pu être déterminée dans notre cas en raison du fait qu'à l'état quasi-saturé, la résistance du sol est assez élevée, et à cet état le sol a un comportement élastique. Cela est dû au fait que pour la réalisation de l'essai en condition de quasi-saturation, l'échantillon de sol a été séché. Il a été observé que déjà pour cet état de saturation, la pélite devient rapidement plus dense et plus résistante. Seul l'essai en condition de saturation de saturation a permis de déterminer le modèle recherché.

Comme le modèle a été calé uniquement avec l'essai saturé, l'effet du degré de saturation S_r est limité. L'application du modèle est donc plus pertinent au cas où le sol de plateforme est saturé. Pour intégrer S_r dans ce modèle, nous avons donc exprimé le paramètre c en nous inspirant du modèle de Ren et al. (2018a).

Hormis le degré de saturation S_r , le degré de compactage relatif K est un autre paramètre déterminant pour l'applicabilité du modèle. Comme ce paramètre est lié à la résistance non drainée (q_{max}) , il faut donc connaître les valeurs de q_{max} à associer à K pour application du modèle de prédiction de la déformation permanente. Une étude de corrélation entre q_{max} et la résistance dynamique de pointe q_d est souhaitable. Toutefois cette étude constitue l'un des points en perspective qui doit faire suite à ce travail.

Pour les essais triaxiaux, seul le matériau de la zone 7 a été testé en raison du temps alloué pour la réalisation de ces essais.

4.4 Synthèse et discussion

Nous avons effectué un ensemble d'essais en laboratoire pour étudier le comportement mécanique du sol de plateforme de la ligne du Transgabonais. Les essais d'identification ont montré que les matériaux étudiés sont très plastiques compressibles et gonflants. Les essais triaxiaux monotones ont montré que la résistance au cisaillement de ces matériaux est fortement influencée par leur état hydrique. La résistance déviatorique à l'état quasi-saturé, après séchage, est déjà beaucoup plus importante (entre 200 kPa et plus de 900 kPa pour un indice des vides compris entre 0, 6 et 1, 00) que celle à l'état saturé (de l'ordre de 30 kPa pour un indice des vides initial d'environ 1, 3).

Compte tenu de l'influence de l'état hydrique sur le comportement des matériaux étudiés, nous avons déterminé une relation entre l'indice des vides et la succion d'entrée d'air pour les deux matériaux. Cette relation nous a permis d'obtenir les courbes de séchage du sol.

Pour produire un modèle de prédiction de déformations permanentes, des essai triaxiaux cycliques ont été effectués. Le modèle comprend des paramètres d'entrée utiles qui sont liés au trafic et à l'état du sol en place. L'un de ces paramètres est le poids volumique sec. La méthodologie proposée pour l'obtenir consiste à estimer ce paramètre à partir de la résistance dynamique de pointe (q_d) mesurée avec le pénétromètre dynamique léger PANDA®. Des courbes de calibration ont été déterminées en laboratoire pour soutenir cette approche.

Cette étude a été menée sur des matériaux altérés qui ne possèdent plus les caractéristiques initiales propres à leur histoire géologique en raison de l'épisode de surrection qui a engendré l'érosion partielle qu'ils ont subit durant le barrémien supérieur mais aussi du fait des conditions d'exploitations de la voie.

Conclusions générales et perspectives

La ligne ferroviaire Transgabonais est la principale du Gabon. Elle a été construite premièrement pour assurer l'acheminement du minerais manganèse de l'intérieur du pays vers le port d'Owendo mais elle est également utilisée pour le transport des biens et des personnes. Depuis sa mise en service, il a été enregistré des problèmes de déformabilité de la voie due à une instabilité du sol de plateforme sur des zones spécifiques de son premier tronçon où sont répertoriés des tassements différentiels et des défauts de portance de plateforme. Avec le temps et les conditions d'exploitations plus rudes (augmentation de la charge à l'essieu, mauvais drainage de la voie, etc), ces problèmes se sont accentués. Ainsi pour apporter des solutions à ces problèmes, nous avons réalisé une étude sur le comportement mécanique du sol de plateforme de la ligne du Transgabonais. Pour cette étude, nous nous sommes intéressés à deux zones instables, les zones 7 et 11. L'objectif principal est de proposer une méthodologie de diagnostic basée sur la détermination d'un modèle de prédiction de la déformation permanente du sol de plateforme pour optimiser les travaux de maintenance de la voie. Nous avons mis l'accent sur ses éléments constitutifs, les sollicitations qui lui sont appliquées, ses pathologies et les moyens de diagnostic et de maintenance relatives à son fonctionnement. Nous avons dans un premier temps fait la sélection des sites d'étude et avons effectué des mesures in-situ (essais pénétrométriques et géoendoscopiques) sur les zones d'étude pour étudier la variabilité des caractéristiques in-situ. Nous avons également effectué des prélèvements des matériaux suivant des critères préalablement établis pour une caractérisation en laboratoire (identification des matériaux prélevés et réalisation des essais hydromécaniques).

Les essais pénétrométriques et géoendoscopiques ont montré que le sol de plateforme a une résistance faible (en moyenne 3 MPa à 4 MPa pour un poids volumique sec qui varie entre 12 kN/m^3 à 15 kN/m^3). Mais cela est dû à la présence d'eau dans le matériau de plateforme. Ce qui fait que les problèmes d'instabilité de la plateforme soient plus marqués en saison des pluies qu'en saison sèche.

Pour l'étude en laboratoire :

- Les essais d'identification GTR ont montré que les matériaux étudiés sont des sols de classe A3th et A4th, respectivement pour la zone 7 et la zone 11. Suivant le système USCS, ces sols correspondent à des limons très plastiques ou à des argiles organiques (MH-OH). Ces sols sont de plasticité très élevées avec des limites de liquidité supérieures à 75 % et des indices de plasticité supérieures à 35 %. Une analyse minéralogique a permis de montrer que que les matériaux étudiés comprennent des minéraux argileux tels que les micas, la kaolinite et la montmorillonite. Les essais de gonflement ont montré que ces matériaux sont susceptibles au gonflement;
- Les essais de détermination de la résistance à la compression non consolidée (UCS) ont permis de vérifier que les matériaux étudiés peuvent bien être classés dans les catégories V à VI des sols résiduels en raison de leur résistance à la compression;
- Des essais de détermination des courbes de rétention d'eau à différentes densités sèches initiales ont été
 effectués pour vérifier l'effet de l'indice des vides initial sur les courbes de rétention d'eau des matériaux
 gonflants. Nous avons ensuite effectué des essais de séchage pour évaluer les déformations volumiques au
 séchage de ces matériaux. Une relation bi-linéaire entre la succion d'entrée d'air et l'indice des vides initial
 a permis de déterminer la variation de la succion durant le séchage du sol;
- Des essais de calibration ont été effectués pour déterminer une relation qui permet l'estimation indirecte de la densité sèche in-situ en fonction de la résistance dynamique de pointe et du degré de saturation ou de la teneur en eau. A partir de cette relation, on peut donc disposer des valeurs de densités sèches in-situ à prendre en compte dans le modèle de prédiction de la déformation permanente du sol de plateforme. Mais l'utilisation des modèles $\gamma_d = f(q_d, w)$ et $\gamma_d = f(q_d, S_r)$ nécessitent de calibrer les paramètres A', B' et C' pour des degrés de saturation supérieures à 81 %;

• Le comportement mécanique du sol de plateforme a été étudié par les essais triaxiaux monotones et cycliques à l'aide d'un appareil triaxial de type Bishop and Wesley (1975). Les essais triaxiaux monotones non drainés ont été effectués sur des éprouvettes saturées et quasi-saturées. Les résultats des essais monotones montrent qu'à l'état saturé, le sol a une résistance déviatorique assez faible (de l'ordre de 30 kPa pour un indice des vides initial d'environ 1, 3) mais à l'état quais-saturé, la résistance déviatorique est très élevée (entre 200 kPa et plus de 900 kPa pour un indice des vides compris entre 0, 6 et 1, 00). A l'état quasi-saturé, comme le sol est dense et les niveaux de chargement appliqués faibles, les essais cycliques n'ont pas permis de solliciter le sol au-délà de la limite élastique. Le modèle de prédiction de déformation à donc été calibré avec les résultats de l'essai saturé mais en y intégrant le degré de saturation pour prendre en compte la variabilité de l'état hydrique.

Cette étude a été menée sur des matériaux altérés qui ne possèdent plus les caractéristiques initiales propres à leur histoire géologique. En outre, comme les échantillons de sol ont été compactés et reconstitués en laboratoire, cela a permit de mesurer des propriétés hydromécaniques représentatives qui sont proches de celles du sol en place.

La méthodologie de diagnostic proposée dans cette thèse repose sur le modèle de prédiction des déformations permanentes. En effet, à partir des données du trafic (nombre de cycles de passage, degré de saturation du sol, vitesse de passage, charge à l'essieu), il est possible d'estimer les déformations et de quantifier les tassements de la plateforme. Ainsi il est possible de faire une hiérarchisation des tronçons de voie en comparant les niveaux de déformations de chaque tronçon.

Comme le modèle a été calé uniquement avec l'essai triaxial cyclique saturé, l'application de ce modèle est donc plus pertinent au cas où le sol de plateforme est saturé. Par ailleurs, le degré de compactage relatif K pris en compte dans ce modèle est un paramètre lié à la résistance non drainée (q_{max}) . Il faut donc connaître les valeurs de q_{max} à associer à K pour application du modèle de prédiction de la déformation permanente. Comme pour cette méthodologie, la réalisation des essais triaxiaux n'est pas préconisée, une étude de corrélation entre q_{max} et la résistance dynamique de pointe q_d est donc souhaitable.

Les mesures in-situ sont importantes non seulement pour évaluer l'état de la voie à partir des paramètres mesurés (résistance dynamique de pointe et teneur en eau notamment), mais aussi pour prendre en compte ces paramètres dans le modèle d'estimation des déformations permanentes. La résistance dynamique de pointe s'obtient à l'aide d'un essai pénétrométrique réalisé avec le pénétromètre dynamique léger PANDA®, qui est un appareil peu traumatisant pour la voie. Or pour déterminer la teneur en eau, il faudra effectuer des prélèvements à différentes profondeurs.

L'exposition à l'eau est problématique sur les zones instables surtout en raison de la nature du sol de plateforme. Comme les essais triaxiaux l'ont démontré, quand ce matériau commence à sécher, sa résistance augmente efficacement. La problématique liée à l'usage de ce matériau est manifeste quand il est saturé, en saison des pluies notamment. En général, il est observé que les zones instables souffrent d'un drainage insuffisant. En saison des pluies, la plateforme est le siège de percolation d'eau ce qui altère sa résistance. Il faudra renforcer le drainage au droit des talus dans les ouvrages en remblai, mais aussi optimiser l'usage des dispositif de drainage à ciel ouvert et ceux enterrés (éviter les obstructions des fossés ou des buses par les végétaux, régler la pente des fossés pour éviter que l'eau n'y stagne). La substitution du matériau de plateforme peut être envisageable dans certaines zones. Mais il est aussi possible d'utiliser des solutions intermédiaires de renforcement par inclusions rigides qui sont efficaces, rapides et qui ne nécessitent pas d'enlever les traverses et le ballast. Ces solutions permettent de transférer directement les charges du trafic à la couche d'argile dense située en profondeur.

La méthodologie proposée est normalement applicable à d'autres types de sols tropicaux ou tempérés en raison notamment de l'aspect pratique des outils de diagnostic (PANDA® et géoendoscope).

Perspectives

En perspective de ce travail, différents points sont à souligner :

• Sur les essais de séchage : comparer les courbes de séchage actuelles avec des courbes obtenues avec des échantillons préparés avec des techniques de contrôle de la succion pour comparer les valeurs de succion

que nous avons estimés avec les relations $\psi_{aev}(e) = A \cdot e + B$ et $\psi = \frac{\psi_{aev}(e)}{S_r^{1/2}}$;

- Sur les essais de compressibilité : disposer d'échantillons non remaniés pour vérifier le potentiel de gonflement des matériaux de plateforme en partant cette fois-ci des états proches de l'état sec. Des techniques de contrôle de succion peuvent aussi être utilisées pour ramener les échantillons de sol à des états proches de l'état sec;
- Sur le modèle de prédiction : compléter la validité du modèle avec plus d'essai en condition de saturation, de quasi-saturation et de non saturation. Il faudra aussi comparer le mode de séchage avec un autre qui consiste à contrôler la succion du sol par des techniques appropriées (solution saline, PEG, translation d'axe). Il faut aussi effectuer une étude de corrélation entre la résistance statique non drainée q_{max} et la résistance dynamique de pointe q_d pour connaître les valeurs de q_{max} à associer au degré de compactage relatif K pour application du modèle de prédiction de la déformation permanente;
- Sur les mesures in-situ : il faudra disposer de plusieurs mesures de teneur en eau in-situ et de densité sèche à différentes profondeurs dans le sol de plateforme pour disposer de suffisamment de données d'entrée pour l'estimation du tassement du sol de plateforme mais aussi pour l'implémentation des relations $\gamma_d = f(q_d, w)$ et $\gamma_d = f(q_d, S_r)$ qui permettent l'estimation du poids volumique sec avec la résistance dynamique de pointe et le degré de saturation ou la teneur en eau.

Il serait également intéressant de mettre en place une base de données des matériaux répertoriés sur les linéaires problématiques de la voie ferrées pour faciliter l'exploitation des courbes de calibration.

Bibliographie

- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais détermination de la masse volumique des particules solides des sols méthode du pycnomètre à eau. 1991. NF P94-054.
- AFNOR. Exécution des terrassements classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières. 1992a. NF P11-300.
- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais analyse granulométrique des sols méthode par sédimentation. 1992b. NF P94-057.
- AFNOR. Sols reconnaissance et essais -détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux -méthode par étuvage. 1993a. NF P94-050.
- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais détermination des limites d'atterberg limite de liquidité à la coupelle limite de plasticité au rouleau. 1993b. NF P94-051.
- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais essais à l'appareil triaxial de révolution appareillage préparation des éprouvettes essai (uu) non consolidé non drainé essai (cu+u) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle essai (cd) consolidé drainé. 1994. NF P94-074.
- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais identification granulométrique méthode de tamisage par voie humide. 1995. XP P94-041.
- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais essai oedométrique partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. 1997. XP P94-090-1.
- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache. 1998. NF P94-068.
- AFNOR. Granulats pour ballasts de voies ferrées. 2003. NF EN 13450.
- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais contrôle de la qualité du compactage méthode au pénétromètre dynamique à énergie variable - principe et méthode d'étalonnage du pénétromètre - exploitation des résultats interprétation. 2012. NF P94-105.
- AFNOR. Sols : reconnaissance et essais détermination des références de compactage d'un matériau essai proctor normal essai proctor modifié. 2014. NF P94-093.
- AFNOR. Applications ferroviaires catégories de ligne pour la gestion des interfaces entre limites de charges des véhicules et de l'infrastructure. 2015. NF EN 15528.
- Alias, J. La voie ferrées : Techniques de construction et d'entretien. Eyrolles, deuxième édition edition, 1984.
- Almeida, E. L., Teixeira, A. S., Silva F., F. C., Assis J., R. N., and Leão, R. A. O. Filter paper method for the determination of the soil water retention curve. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 39(5):1344–1352, 2015.
- Anguezome, M. F. La formation, outil stratégique dans la conduite du changement : Cas de la société d'exploitation du transgabonais. Master 2, Université de Rouen, France, 2006.
- Ansal, A., İyisan, R., and Yıldırım, H. The cyclic behaviour of soils and effects of geotechnical factors in microzonation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(5):445 – 452, 2001. ISSN 0267-7261.
- Ansal, A. M. and Erken, A. Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses. Journal of Geotechnical Engineering, 115(7):968–983, 1989.

- Arbaoui, H. *Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre*. PhD thesis, 2003. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont Ferrand, Clermont Ferrand, France.
- AREA. Manual for Railway Engineering. American Railway Engineering Association, Washington, D.C., 1996.
- AREMA. *Manual for Railway Engineering*. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2006. Chapter 5 and chapter 30, Part I.
- Associates, L., for International Development, U. S. A., Building, and Institute, R. R. Laterite and Lateritic Soils, and Other Problem Soils of Africa : Development of Engineering Standards and Criteria for the Usage of Laterite, Lateritic Soils, and Other Problem Soils in Connection with the Construction of Roads, Highways and Airfields : an Engineering Study for Agency for International Development. Lyon Associates, 1971.
- ASTM. Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil. 2000. ASTM D2166-00.
- ASTM. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. 2003. ASTM D5298-03.
- ASTM. Standard test methods for one-dimensional swell or collapse of cohesive soils. 2008. ASTM D4546-08.
- Autret, P. Latérites et graveleux latéritiques. 1983. Études ISTED-LCPC.
- Barbier, S., Haddani, Y., Sastre-Jurado, C., and Benz-Navarrete, M. Mise au point d'une méthode automatique pour la détermination des propriétés géomécaniques des sols in-situ à l'aide du PANDOSCOPE®. 2018. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur, Champs-sur-Marne, France.
- Barksdale, R. D. Laboratory evaluation of rutting in base course materials. In Presented at the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Grosvenor House, Park Lane, London, England, Sept. 11-15, 1972., volume 1, 1972.
- Barksdale, R. D. and Blight, G. Compressibility, settlement and heave of residual soils, pages 149–212. CRC Press, 2012.
- Bawa, K. Laterite soils and their engineering characteristics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 83(4):1–15, 1957.
- Bell, F. G. Engineering properties of soils and rocks. Oxford : Blackwell Science, 4th ed. edition, 2000.
- Benz-Navarrete, M. A. *Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre PANDA 2*. PhD thesis, 2009. Thèse de doctorat dirigée par Boissier, Daniel Génie civil Clermont-Ferrand 2 2009.
- Bicalho, K. V., Correia, A. G., Ferreira, S. R., Fleureau, J.-M., and Marinho, F. A. Filter paper method of soil suction measurement. XIII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2007.
- Bieniawski, Z. T. Rock mechanics design in mining and tunnelling. Number Monograph. 1984.
- Bishop, A. W. and Blight, G. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, 13(3):177–197, 1963.
- Bishop, A. The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad, Norwegian Geotechnical Institute*, 106(39):859–863, 1959.
- Bishop, A. and Henkel, D. *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold Publishers LTD, London, 1962. Second Edition.
- Bishop, A. and Wesley, L. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Geotechnique*, 25(4): 657–670, 1975.
- Blight, G. and Simmons, J. *The mechanics of compaction and compacted residual soil*, pages 81–118. CRC Press, 2012.
- Boussinesq, J. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Mémoires de la société des sciences, de l'agriculture et des arts de Lille. Gauthier-Villars, 1885.
- Breul, P., Haddani, Y., and Gourvès, R. On site characterization and air content evaluation of coastal soils by image analysis to estimate liquefaction risk. *Canadian Geotechnical Journal*, 45 :1723–1732, 2008.

Briaud, J. Geotechnical Engineering : unsaturated and saturated soils. 2014.

- Brooker, E. W. and Ireland, H. O. Earth pressures at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1):1–15, 1965.
- Brooks, R. H. and Corey, A. T. *Hydraulic properties of porous media*. Fort Collins, Colorado : Colorado State University, 1964.
- Buchanan, F. A journey from Malabar through the countries of Mysore, Canara and Malabar. 1807. East India Company, Londres, Vol. 2, pp.436-460.
- Bullock, P. Ph. duchaufour pedology. pedogenesis and classification, george allen and unwin, london. Clay Minerals, 18(2):224–225, 1983.
- Busscher, W. Adjustment of flat-tipped penetrometer resistance data to a common water content. *Transactions of the ASAE*, 33(2):519, 1990.
- Busscher, W. and Sojka, R. Enhancement of subsoiling effect on soil strength by conservation tillage. *Transactions* of the ASAE, 30(4):888–0892, 1987.
- Busscher, W., Spivey Jr, L., and Campbell, R. Estimation of soil strength properties for critical rooting conditions. *Soil and Tillage Research*, 9(4):377–386, 1987.
- Calon, N. *Rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée*. PhD thesis, 2016. Thèse de doctorat, Paris Est.
- CEAEQ. Méthode d'analyse : détermination de la matière organique par incinération : méthode de perte au feu (paf). Document technique, Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec, Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs, 2003. MA. 1010-PAF 1.0.
- Chai, J.-C. and Miura, N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128(11):907–916, 2002.
- Chaigneau, L. *Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre*. PhD thesis, Université Blaise Pascal (Clermont-Ferrand), Laboratoire d'études et recherches en mécanique des structures, 2001.
- Chapas, P. Roulement ferroviaire aspect mécanique de traction. *Techniques de l'ingénieur Infrastructure ferroviaire et matériel roulant*, base documentaire : TIB576DUO.(ref. article : trp3100), 2013.
- Chassagneux, D., Stieltjes, L., Mouroux, P., and Ducreux, G. H. cartographie de l'aléa "retrait/gonflement" des sols (sécheresse/pluie) dans la région de manosque (alpes de haute provence)-echelle communale et départementaleapproche méthodologique. Rapport du brgm n° r 38695, Ministère de l'environnement, 1995. Document public.
- Chatelin, Y. Notes de pédologie gabonaise : V. géomorphologie et pédologie dans le sud gabon, des monts birougou au littoral. 1968. Cah. ORSTOM, sér. Pédol., vol. VI, n°1.
- Chen, Y. Soil-water retention curves derived as a function of soil dry density. *GeoHazards*, 1:3–19, 2018.
- CIGB. Tropical residual soils as dam foundation and fill material sols résiduels tropicaux utilisés pour la fondation de barrages et comme matériau de remblai. International commission on large dams commission internationale des grands barrages, bulletin 151, 2017.
- Clesi, V. *Formation de la Terre et de Mars : étude expérimentale et numérique*. PhD thesis, 2016. Thèse de doctorat dirigée par Bouhifd, Mohammed Ali et Andrault, Denis Pétrologie Expérimentale Clermont-Ferrand 2 2016.
- Cojean, R., Audiguier, M., Geremew, Z., Laribi, S., Thenevin, I., Cui, Y.-J., Tang, A.-M., Heck, J.-V., Ta, A., Taillefer, N., Deffontaines, B., Kaveh, F., and Fruneau, B. Projet aléa et risque sécheresse. analyse du comportement des sols argileux lors de cycles climatiques extrêmes. application au risque sécheresse : aide au diagnostic et recommandations. rapport final. 2009.

COMILOG. Comilog, the manganese source, 2020. URL https://comilog.eramet.com/.

Costa, R., Motta, R., Fortunato, E., Pires, J., Moura, E., and Bernucci, L. Large-scale triaxial apparatus for railroad ballast material. 2017.
- Coussy, O. and Fleureau, J. *Mechanics of non-saturated soils; Mecanique des sols non satures*. Hermes/Lavoisier, 2002.
- Craig, R. F. Craig's Soil Mechanics, chapter Shear strength, page 112. Spon Press, seventh edition edition, 2004.
- Das, B. M. Geotechnical engineering handbook. J. Ross Publishing, 2010.
- Delage, P. and Cui, Y. L'eau dans les sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur Géotechnique*, base documentaire : TIB238DUO.(ref. article : c301), 2000.
- Delage, P. and Cui, Y. Comportement mécanique des sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur Géotechnique*, base documentaire : TIB238DUO.(ref. article : c302), 2001.
- Delage, P. and Pellerin, F. M. Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du quebec. *Clay Minerals CLAY MINER*, 19:151–160, 1984.
- Dexter, A., Czyż, E., and Gaţe, O. A method for prediction of soil penetration resistance. *Soil and Tillage Research*, 93(2):412–419, 2007.
- DGMG. Notice explicative de la carte géologique et des ressources minérales de la république gabonaise à 1/1000000. 2009. Direction Générale des mines et de la Géologie, Ministère des Mines, du Pétrole, des Hydrocarbures du Gabon, 3ième édition.
- Doyle, N. F. *Railway track design : a review of current practice*. Canberra : Australian Government Publishing Service, 1980. ISBN 0642050147.
- Duchaufour, R. Pedology : pedogenesis and classification. Springer Science & Business Media, 2012.
- Dupont, P., Aussedat, G., Descantes, Y., and Guedon, J. Granulats. origines et caractéristiques. Construction et travaux publics — Les superstructures du bâtiment, 2007.
- Elaskar, A. R. Développement d'une méthode de diagnostic et d'évaluation du potentiel des plate-formes ferroviaires. Master, Université Blaise Pascal, CUST Clermont-Ferrand, 2006.
- Esveld, C. Modern railway track. MRT-Productions, 2nd edition edition, 2015.
- Fookes, P. G. Tropical residual soils : A geological society engineering group working party revised report. Geological Society of London, 1997.
- Fookes, P. G., Dearman, W. R., and Franklin, J. A. Some engineering aspects of rock weathering with field examples from dartmoor and elsewhere. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 4(3) : 139–185, 1971.
- Fredlund, D. G. and Xing, A. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 31 (4) :521–532, 1994.
- Fredlund, D. G., Xing, A., and Huang, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. 1994.
- Fredlund, D., Rahardjo, H., and Fredlund, M. Unsaturated soil mechanics in engineering practice. *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2012.
- Geiser, F. Comportement mécanique d'un limon non saturé étude expérimentale et modélisation constitutive thèse. page 311, 1999.
- Geremew, Z., Audiguier, M., and Cojean, R. Analyse du comportement d'un sol argileux sous sollicitations hydriques cycliques. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 68, 2009.
- Gerscovich, D. and Sayao, A. Evaluation of the soil-water characteristic curve equations for soils from brazil. *Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils*, 1:295–300, 2002.
- Gidel, G., Hornych, P., Chauvin, J.-J., Denys, B., and Denis, A. Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargement répétés. *Bulletin des Laboratories des Ponts et Chaussees*, 233 :5–21, 2001.

- Gluchowski, A., Szymanski, A., and Sas, W. Repeated loading of cohesive soil shakedown theory in undrained conditions. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 37(2):11 16, 2015.
- Gourves, O. F., R. and Zhou, S. The in-situ characterization of mechanical properties of granular media with the help of penetrometers. pages 57–60, 1997. 3rd International conference on micromecanique of granular media.
- Gourves, R. and Barjot, R. The panda ultralight dynamic penetrometer. *Proceedings XI ECSMFE*, 3:83–88, 1995. Proc 11th Euro. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Copenhagen, Danemark.
- GROUP, A. Comparison of ballasted track and non-ballasted track, 2017. URL http://www.railway-fasteners.com/news/ballasted-track-non-ballasted-track-comparison.html.
- Guerassimov, J. Latérites actuelles et sols latéritiques. Séries Géogr. nº2. 1962. Bull. Inform. Ac. Sci. U.R.S.S.
- Guerin, N. Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées. PhD thesis, 1996. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Habte, M. A. Numerical and constitutive modelling of monotonic and cyclic loading in variably saturated soils. University of New South Wales, 2006.
- Haddani, Y., Saussine, G., Benz-Navarrete, M., Ranvier, F., and Gourvès, R. Caractérisation physique et mécanique des couches d'assises ferroviaires au PANDOSCOPE®. *Symposium International GEORAIL*, pages 261 270, 2017.
- Hakan, G. and Tolga, R. Effect of length-to-diameter ratio on the unconfined compressive strength of cohesive soil specimens. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75, 2015.
- Haldar, S. and Tišljar, J. Chapter 5 sedimentary rocks. In Haldar, S. and Tišljar, J., editors, *Introduction to Mineralogy and Petrology*, pages 121 212. Elsevier, Oxford, 2014. ISBN 978-0-12-408133-8.
- Hosseini, S. M. R., Naeini, S. A., and Hassanlourad, M. Monotonic, cyclic and post-cyclic behaviour of an unsaturated clayey soil. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 11(3):225–235, 2017.
- Huat, B., Toll, D. G., and Prasad, A. Handbook of tropical residual soils engineering. CRC Press, 2012.
- Jain, V. K. and Keshav, K. Stress distribution in railway formation a simulated study. In *Proceeding of the second international symposium on pre-failure deformation characteristics of geomaterials is Torino99*, volume 1, pages 653–658, 1999.
- Jakobsen, B. and Dexter, A. Effect of soil structure on wheat root growth, water uptake and grain yield. a computer simulation model. *Soil and Tillage Research*, 10(4):331–345, 1987.
- Javed, K. Behavior of sensitive clay subjected to static and cyclic loading. PhD thesis, Concordia University, 2011.
- Jennings, J. and Burland, J. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12 (2):125–144, 1962.
- Jian, Z. and Yu, J. Influences affecting the soil-water characteristic curve. *J Zhejiang Univ SCI 6A*, 6A :797–804, 2005.
- Jiang, Y., Chen, W., Wang, G., Sun, G., and Zhang, F. Influence of initial dry density and water content on the soil-water characteristic curve and suction stress of a reconstituted loess soil. *Bulletin of Engineering Geology* and the Environment, 76:1085–1095, 2017.
- Johnson, K. Plastic flow, residual stresses and shakedown in rolling contacts. In *Proceedings of the Second International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems*, University of Rhode Island, Kingston, University of Waterloo Press, Ontario, Canada, 1986.
- Kawai, K., Kato, S., and Karube, D. The model of water retention curve considering effects of void ratio. In Rahardjo, H., Toll, D. G., and Leong, E. C., editors, ", pages 329–334, Rotterdam, Netherlands, 2000. A.A. Balkema.
- Kellogg, C. Preliminary suggestions for the classification and nomenclature of great soil group in tropical and equatorial regions. 1949. Comm. Bur. Soil Sci. Techn. Commun. n°46, pp. 76-85.

- Kim, H., Ganju, E., Tang, D., Prezzi, M., and Salgado, R. Matric suction measurements of compacted subgrade soils. *Road Materials and Pavement Design*, 16(2):358–378, 2015.
- Kurzweil, L. Dynamic track compliance. DOT Transport Systems Center, Report No GSP-067, 1972.
- Larew, H. G. and Leonards, G. A. A strength criterion for repeated loads". pages 529–556. In Proceedings of the 41st Annual Meeting of the Highway Research Board, 1962.
- Leal, A. N. and Kaliakin, V. N. Behavior of Cohesive Soils Subjected to Cyclic Loading : An Extensive Review of Pertinent Literature. University of Delaware / Department of Civil and Environmental Engineering, 2013.
- Lekarp, F. and Dawson, A. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and building materials*, 12(1):9–18, 1998.
- Leong, E.-C., Kizza, R., and Rahardjo, H. Measurement of soil suction using moist filter paper. In *E3S Web of Conferences*, volume 9, page 10012. EDP Sciences, 2016.
- Li, D. and Selig, E. T. Evaluation of railway subgrade problems. *Transportation research record. No. 1489 (July 1995)*, pages 17–25, 1995.
- Li, D. and Selig, E. Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(12):1006–1013, 1996.
- Li, L., Dan, H., and Wang, L. Undrained behavior of natural marine clay under cyclic loading. *Ocean Engineering*, 38(16):1792 1805, 2011. ISSN 0029-8018.
- Li, X.-L. Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé. PhD thesis, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, Belgique, 1999.
- Ling, X., Li, F., P.and Zhang, Zhao, Y., Li, Y., and An, L. Permanent deformation characteristics of coarse grained subgrade soils under train-induced repeated load. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2017, 2017.
- Little, A. The engineering classification of residual torpical soils. In *Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico/*, 1969.
- Loh, B. H. *Behaviour of Railway Track Subgrade under Cyclic Loading*. Thesis, Curtin University / Department of Civil Engineering, 2011.
- Lundgren, J., Martin, G., and Hay, W. A simulation Model of Ballast Support and the Modulus of Track Elasticity. PhD thesis, 1970. Masters Thesis, Civil Engineering Studies, Transportation Series No.4, University of Illinois.
- Luo, Z. and Ku, L., C.-S.and Bu. Probabilistic model for long-term deformation of subgrade soil in upgradingspeed railway lines. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 4(1):34, 2011.
- Magnan, J. and Pilot, G. Amélioration des sols. *Techniques de l'ingénieur Stabilité des sols, fondations*, base documentaire : TIB219DUO.(ref. article : c255), 1988.
- Maignien, R. *Compte-rendu de recherches sur les latérites*. Recherches sur les Ressources Naturelles. UNESCO, 1966.
- Manokararajah, K. and Jayatissa, D. Prediction of soil compaction from cone index and moisture content data. 1994.
- Marta, K. and Jastrzebska, M. Behaviour of cohesive soil subjected to low-frequency cyclic loading in straincontrolled tests. *Studia Geotechnica et Mechanica*, XXXVI :21–34, 2014.
- Martin, D., Chatelin, Y., Collinet, J., Guichard, E., and Sala, G. Notes explicative n°92 : Les sols du gabonpédogenèse, répartition et aptitudes. 1981. ORSTOM, Paris.
- McHenry, M. T. Railroad Subgrade Support and Performance Indicators : A Review of Available Laboratory and In-Situ Testing Methods. PhD thesis, 2012. PhD Thesis, University of Kentucky.
- Meca, J. B. Rate effects of rapid loading in clay soils. Phd thesis, The University of Sheffield, 2004.
- Meier-hirmer, C. Optimisation de la maintenance de la géométrie de la voie. Technical report, SNCF Direction de l'Infrastructure, 2009.

Mitchell, J. K., Soga, K., et al. Fundamentals of soil behavior, volume 3. John Wiley Sons New York, 2005.

- Mojezi, M., Jafari, M., and Biglari, M. Effects of mean net stress and cyclic deviatoric stress on the cyclic behavior of normally consolidated unsaturated kaolin. *International Journal of Civil Engineering*, 13(3):175–184, 2015.
- Monismith, C. L., Ogawa, N., and Freeme, C. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. *Transportation Research Record*, (537), 1975.
- Morvan, M. and Breul, P. Optimisation of in-situ dry density estimation. E3S Web of Conferences, 9:09002, 2016.
- Mun, W., Teixeira, T., Balci, M., Svoboda, J., and McCartney, J. Rate effects on the undrained shear strength of compacted clay. Soils and Foundations, 56(4):719 – 731, 2016. ISSN 0038-0806.
- Muñoz-Castelblanco, J. Comportement hydromécanique d'un loess naturel. PhD thesis, Paris Est, 2011.
- Murthy, V. *Geotechnical engineering : principles and practices of soil mechanics and foundation engineering.* CRC press, 2002. Chapter 3.
- Newill, D. A laboratory investigation of two red clays from kenya. *Geotechnique*, 11(4):302–318, 1961.
- Ng, C. and Pang, W. Y. Influence of stress state on soil-water characteristics and slope stability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering J GEOTECH GEOENVIRON ENG*, 126, 2000.
- Ni, J., Indraratna, B., Geng, X., and Rujikiatkamjorn, C. The effect of the strain rate on soft soil behaviour under cyclic loading. 2012.
- Nikolas, F. W., Harold, R. D., Daniel, K. S., and Arthur, T. C. Physics of desaturation in porous materials. 1970.
- Nuth, M. and Laloui, L. Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Computers* and Geotechnics, 35(6):835–844, 2008.
- Ozturk, C. and Nasuf, E. Strength classification of rock material based on textural properties. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 37:45–54, 2013.
- Pandya, S. and Sachan, A. Dynamic behaviour of unsaturated ch soil under cyclic loading in unconsolidated undrained conditions. 2015. 5th Tongji-UBC Symposium on Earthquake Engineering, Tongji University Shanghaï, China.
- Peralta, P. Investigations on the Behavior of Large Diameter Piles Under Long-term Lateral Cyclic Loading in Cohesionless Soil. Institut für Geotechnik (IGtH), Leibniz-Universität Hannover. IGtH, 2010.
- Plasser and Theurer. Une meilleure qualité obtenue plus rapidement : bourreuses-niveleuses- -dresseuses, 2016. URL https://www.plassertheurer.com/fr/machines-systemes/bourrage.html.
- Priest, J., Powrie, W., Yang, L., Grabe, P., and Clayton, C. Measurements of transient ground movements below a ballasted railway line. *Géotechnique*, 60(9) :667–677, 2010.
- Profillidis, V. La voie ferrée et sa fondation Modélisation mathématique. Theses, Ecole nationale des ponts et chaussées ENPC PARIS / MARNE LA VALLEE, 1983.
- Pérusset, A.-C. Aperçu de la géomorphologie du gabon (outline of the gaboon geomorphology). Bulletin de l'Association de Géographes Français, 58(475) :83–89, 1981.
- Putz, H. and Brandenburg, K. *Match! Phase Identification from Powder Diffraction*. Crystal Impact, Kreuzherrenstr. 102, 53227 Bonn, Germany, user manual edition, 2003-2020.
- Quezada, J. C. Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité. Thèse, Université Montpellier 2, 2012.
- Ren, X., Xu, Q., Teng, J., Zhao, N., and Lv, L. A novel model for the cumulative plastic strain of soft marine clay under long-term low cyclic loads. *Ocean Engineering*, 149 :194 204, 2018a. ISSN 0029-8018.
- Ren, X., Xu, Q., Xu, C., Teng, J., and Lv, S. Undrained pore pressure behavior of soft marine clay under long-term low cyclic loads. *Ocean Engineering*, 150:60 – 68, 2018b. ISSN 0029-8018.
- Rhayma, N. *Contribution à l'évolution des méthodologies de caractérisation et d'amélioration des voies ferrées.* PhD thesis, 2010. Thèse de doctorat dirigée par Fogli, Michel Génie civil Clermont-Ferrand 2 2010.

- Rigo, M. L., Pinheiro, R. J. B., Bressani, L. A., Bica, A. V. D., and Silveira, R. M. The residual shear strength of tropical soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(4):431–447, 2006.
- Ruiz, T. Eléments de modélisation et contribution expérimentale à l'étude du transport réactif dans un sol non saturé. PhD thesis, Montpellier, France, 1998. Génie mécanique Montpellier 2.
- Sadeghi, J. New advances in analysis and design of railway track system. *Reliability and Safety in Railway*, page 28, 2012.
- Sadisun, I. A., Shimada, H., and Matsui, K. Determination of strength degradation of subang formation claystone due to weathering. In *Proceeding of the 3rd Asian symposium on engineering geology and the environment* (ASEGE), Yogyakarta, 2001.
- Sagnard, F. and Rejiba, F. Géoradar principes et applications. *Techniques de l'ingénieur Géomatique*, base documentaire : TIB641DUO.(ref. article : te5228), 2016.
- Salager, S. Etude de la rétention d'eau et de la consolidation de sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique. PhD thesis, 2007. Thèse de doctorat dirigée par Saix, Christian et Youssoufi, Moulay Saïd Mécanique. Génie mécanique. Génie civil Montpellier 2 2007.
- Salager, S., Nuth, M., Ferrari, A., and Laloui, L. Investigation into water retention behaviour of deformable soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(2):200–208, 2013.
- Salour, F. and Erlingsson, S. Characterisation of permanent deformation of silty sand subgrades from multistage rlt tests. *Procedia engineering*, 143:300–307, 2016.
- Sangrey, D., Henkel, D., and Esrig, M. The effective stress response of a saturated clay to repeated loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 6:241–252, 1968.
- Sangrey, D., Pollard, W., and Egan, J. Errors associated with rate of undrained cyclic testing of clay soils. *Canadian Geotechnical Journal*, pages 280–294, 1977.
- Saussine, G. Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels : application au ballast. PhD thesis, 2004. URL http://www.theses.fr/2004M0N20105. Thèse de doctorat dirigée par Bohatier, Claude Mécanique. Génie mécanique. Génie civil Montpellier 2 2004.
- Seed, H. B., Lundgren, R., et al. Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of the soil mechanics* and foundations division, 88(3):53–87, 1962.
- Selig, E. T. and Waters, J. M. TRACK GEOTECHNOLOGY and SUBSTRUCTURE MANAGEMENT. Thomas Telford Publishing, 1994.
- Serratrice, J. Influence de la vitesse d'essai et de la consolidation anisotrope de l'éprouvette dans les essais triaxiaux cycliques. *Bulletins des laboratoires des ponts et chaussées*, (279) :95–102, 2013.
- SETRA-LCPC. Réalisation des remblais et des couches de forme. *Guide technique, Principes généraux, Fascicule I*, 2000.
- SETRAG. Transgabonais-procédés de stabilisation de plateforme : Expertise et préconisations. In *Rapport d'étude de SYSTRA*. 2013.
- SETRAG. Projet de remise à niveau des infrastructures ferroviaires du chemin de fer transgabonais : Diagnostic et préconisation de solutions pour la consolidation des zones instables du réseau transgabonais. In *Rapport d'étude de Setec International*. 2017.
- Shajarati, A., Sørensen, K., Nielsen, S., and Ibsen, L. Behaviour of Cohesionless Soils During Cyclic Loading. Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark, 2012.
- SNADT. Cadre physique : Milieu-ressources et milieu-contraintes. Rapport diagnostic, Studi International, 2013a.
- SNADT. Flux et réseaux de transport. Rapport diagnostic, Studi International, 2013b.
- SNCF. Procédure de vérification de la compatibilité des véhicules avec les ponts rails des lignes de sncf réseau. (IG02042 140619 01), 2019.

- Sánchez, M., Wang, D., Briaud, J., and Douglas, C. Typical geomechanical problems associated with railroads on shrink-swell soils. *Transportation Geotechnics*, 1, 2014.
- Soroush, A. and Soltani-Jigheh, H. Pre-and post-cyclic behavior of mixed clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(2):115–128, 2009.
- Steffens, D. M. Identification and Development of a Model of Railway Track Dynamic Behavior. Thesis, Queensland University of Technology, 2005.
- STRADAL. Les traverses ferroviaire. URL http://www.stradal-ferroviaire.fr/ gamme-ferroviaire-urbain/ferroviaire/.
- SYS, C. Classification des sols du Congo. 1962. Coll. Gand, Belgique.
- Terzaghi, K. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage-la mécanique des sols sur la base de la physique des sols. 1925.
- Terzaghi, K. The shear strength of saturated soils. In *Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume 1, pages 54–56, Cambridge, MA, 1936.
- Thiry, M., Carrillo, N., Franke, C., and Martineau, N. Technique de préparation des minéraux argileux en vue de l'analyse par diffraction des rayons x et introduction à l'interprétation des diagrammes. Technical report, Ecole des mines de Paris, Fontainebleau, France, 2013.
- Townsend, F. C. Influence of Sesquioxides on Some Physico-chemical and Engineering Properties of a Lateritic Soil. PhD thesis, Oklahoma State University, 1970.
- Townsend, F. C. Geotechnical characteristics of residual soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(1): 77–94, 1985.
- Townsend, F. C., Manke, P. G., and Parcher, J. V. Effects of remolding on the properties of a lateritic soil. *Highway Research Record*, (284), 1969.
- Trinh, V. Comportement hydromécanique des matériaux constitutifs des plateformes ferroviaires anciennes. Theses, Université Paris-Est, 2011.
- Truche, C. Characterization and quantification of clay minerals in expansive soils by infrared spectrometry on laboratory and field scales. Thèse, Université Paul Sabatier Toulouse III, 2010.
- UIC. Stresses in the Formation, Question D17, Stresses in teh Rails, the Ballast and the Formation Resulting from Traffic Loads. Union Internationale des Chemins de Fer, Utrecht, 1968. Report D71/RP8/E.
- UIC. Armement pour voie ballastée chargée à 25 tonnes par essieu. Code UIC 724R, 2005.
- Upadhyaya, S., Kemble, L., Collins, N., and Williams, T. Cone index prediction equations for delaware soils. *ASAE Paper (82-1542) : 29*, 1982.
- USDA. *Soil Taxonomy : A Basic System of Soil Classification for Making and Interpreting Soil Surveys.* Second edition edition, 1999. United States Department of Agriculture, U.S. Government Printing Office, Washington, DC 20402.
- Van Genuchten, M. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils1. Soil Science Society of America Journal, 44, 1980.
- Vanapalli, S., Fredlund, D., Pufahl, D., and Clifton, A. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal - CAN GEOTECH J*, 33:379–392, 1996.
- Vanapalli, S., Fredlund, D., and Pufahl, D. Influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till. *Geotechnique*, 51:573–576, 2001.
- Vaz, C. M., Manieri, J. M., De Maria, I. C., and Tuller, M. Modeling and correction of soil penetration resistance for varying soil water content. *Geoderma*, 166(1):92–101, 2011.
- Vaz, C. M., Manieri, J. M., De Maria, I. C., and Th. Van Genuchten, M. Scaling the dependency of soil penetration resistance on water content and bulk density of different soils. *Soil Science Society of America Journal*, 77(5): 1488–1495, 2013.

- Villar, M., Ledesma, A., and Jacinto, A. Influence of water density on the water-retention curve of expansive clays. *Géotechnique*, 62 :657–667, 2012.
- Villavicencio Arancibia, G. *Méthodologie pour évaluer la stabilité des barrages de résidus miniers*. PhD thesis, 2009. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal-Clermont II, France.
- Vincent, M., Cojean, R., Fleureau, J.-M., Cui, Y.-J., Jacquard, C., Kazmierczak, J.-B., Masrouri, F., Tessier, D., Alimi-Ichola, I., Magnan, J.-P., Blanchard, M., Fabre, R., Anne, P., Audiguier, M., Plat, E., Souli, H., Taibi, S., Tang, A.-M., Morlock, C., and Fontaine, C. Projet argic : Analyse du retrait-gonflement et de ses incidences sur les constructions. rapport final. Technical report, 2009.
- Wesley, L. Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays. *Obras y proyectos*, 6 : 5–10, 2009.
- Wesley, L. Influence of structure and composition on residual soils. *Journal of geotechnical engineering*, 116(4) : 589–603, 1990.
- Wesley, L. Compaction of Residual Soils, chapter 11, pages 233–243. John Wiley Sons, Ltd, 2010. ISBN 9780470943113.
- Winterkorn, H. F. and Chandrasekharan, E. Laterite soils and their stabilization. Winterkorn Road Research Institute, 1951.
- wofrance. Weather online, 1999-2020. URL https://www.wofrance.fr/.
- Wolff, H. and Visser, A. Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design. In *International Journal* of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, volume 4, page 177A, 1995.
- Yamasaki, S. and Chigira, M. Weathering processes and mechanisms of pelitic schist, providing basic conditions for landslides.
- Yasuhara, K., Yamanouchi, T., and Hirao, K. Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay. *SOILS AND FOUNDATIONS*, 22 :77–91, 1982.
- Yong, R. Soil suction and soil-water potentials in swelling clays in engineered clay barriers. *Engineering geology*, 54(1-2):3–13, 1999a.
- Yong, R. Overview of modeling of clay microstructure and interactions for prediction of waste isolation barrier performance. *Engineering Geology*, 54(1-2):83–91, 1999b.
- Yong, R. and Warkentin, B. Soil Properties and Behaviour. Developments in geotechnical engineering. Elsevier Scientific Publishing Company, 1975. ISBN 9780444411679.
- Zergoun, M. *Effective stress response of clay to undrained cyclic loading*. PhD thesis, The University of British Columbia, 1991.
- Zhang, T., Cui, Y., Lamas-Lopez, F., Calon, N., and Costa D'Aguiar, S. Modelling stress distribution in substructure of french conventional railway tracks. *Construction and Building Materials*, 116:326 334, 2016. ISSN 0950-0618.
- Zhou, J. and Gong, X. Strain degradation of saturated clay under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 38:208–212, 2011.

Annexe A

Diffusion des contraintes verticales

A.1 Surface efficace

Dans ce calcul nous considérons les caractéristiques géométriques des traverses bi-bloc car c'est ce type de traverse qui est entrain d'être mis en place sur la ligne ferroviaire. Les caractéristiques géométriques de ce type de traverse sont données à la figure A.1.



FIGURE A.1 – Caractéristiques géométriques des traverses bi-bloc

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau A.1. Nous déterminons la longueur efficace selon la formule de l'AREMA (2006). La longueur efficace est illustrée à la figure A.2.

Paramètre	Symbole	Formule	Auteur	Valeur
Largeur de la traverse	B(m)			0,290
Longueur efficace de la traverse	$L_{eff}\left(m ight)$	$L_{eff} = L - g \qquad (A.1)$	AREMA (2006)	0,980
Surface chargée de la tra- verse	$A_s (m^2)$	$A_s = BL \qquad (A.2)$		0,284
Rayon de la surface chargée	a (m)	$a = \left[\frac{A_s}{\pi}\right]^{0,5} \tag{1.18}$	Kurzweil (1972)	0,301

TABLE A.1 – Calcul de la surface efficace



FIGURE A.2 – Longueur efficace selon (AREMA, 2006)

A.2 Pression de contact moyenne

La pression de contact moyenne entre la traverse et le ballast est calculé comme donné par l'équation 1.14 du tableau A.2. Le coefficient F_2 , dans notre cas, est pris égale à 1 car on suppose que la distribution de la pression de contact est uniforme sur toute la surface efficace de la traverse. La figure A.3 illustre les surfaces chargées aux interfaces traverse/ballast et ballast/plateforme. Le tableau A.3 présente le calcul effectué pour obtenir les valeurs de pressions de contact moyennes pour les véhicules constituant le train minier COMILOG. Nous avons considéré que les roues des véhicules sont usées car cela augmente la charge dynamique.



FIGURE A.3 – Pression de contact traverse/ballast (Doyle, 1980)

Paramètre	Symbole	Formule	Auteur
Charge dynamique (roue)	P_{dyn}	$P_{dyn} = \phi \times P_{stat} \qquad (1.3)$	
Facteur d'impact	φ	$\phi = 1 + 5,21\frac{V}{D} $ (1.4)	AREA (1996)
Charge maximale rail (50 %)	q_{rmax}	$q_{rmax} = 0,5 P_{dyn} \qquad (1.9)$	UIC (1968)
Charge maximale rail (39 %)	q_{rmax}	$q_{rmax} = 0,39 P_{dyn}$ (1.13)	Profillidis (1983)
Pression de contact	Pa	$P_a = \left(\frac{q_r}{B.L}\right).F_2 \qquad (1.14)$	

 TABLE A.2 – Formules pour le calcul de la pression de contact moyenne

Paramètre	Symbole	Véhicule			
Désignation		Locomotive	Wagon		
Charge à l'essieu	$P_{stat} (kN)$		250	280	300
Charge de la roue	$P_{stat_roue}(kN)$		125	140	150
Vitesse	V (km/h)	60	60	60	60
Diamètre de la roue	D(mm)	986	850	850	850
Facteur d'impact	ϕ	1,317	1,368	1,368	1,368
Charge dynamique (roue)	$P_{dyn}(kN)$	131, 7	171, 0	191, 5	205, 2
Charge maximale rail (39 %)	$\begin{array}{ccc} q_{rmax} & (39 \%) \\ (kN) \end{array}$	51, 4	66, 7	74,7	80,0
Pression de contact (39 %)	P_a (39 %) (kPa)	180,7	234, 6	262,8	281, 5
Charge maximale rail (50 %)	$\begin{array}{ccc} q_{rmax} & (50 \%) \\ (kN) \end{array}$	65, 8	85,5	95,7	102,6
Pression de contact (50 %)	$P_a (50 \%) (kPa)$	231, 7	300, 8	336,9	360,9

 TABLE A.3 – Calcul de la pression de contact moyenne

Annexe B

Analyse des valeurs de résistance de pointe

B.1 Résultats d'analyse des valeurs de résistance de pointe

Les résultats d'analyse des valeurs de q_d pour chaque sondage est donnée par les tableaux B.1 et B.2.

		Distance partir c début de zone (m)	à du la	Profondeur totale du sondage (m)		Epaiss	eur (m)				Résista	nce dynamic	que de point.	e(MPa)			
		,			Ballast	Couche de tran- sition	Argile molle	Argile dense	Ba	llast	Couche d	e transition	Argil	e molle	Argile	dense	1
									Moyenne	Ecart-	Moyenne	Ecart-	Moyenne	Ecart-	Moyenne	Ecart-	1
										type		type		type		type	
Sondage 3	K4	166, 8		1,76	0,31	0,09	1, 36	1	5,42	2, 27	5,20	0, 94	3,87	0, 76			1
Sondage 4	J4	151, 2		3,00	0, 30	0, 19	1, 42	ı	9, 15	6, 32	6, 82	4,05	3, 72	0, 72	9, 50	3, 27	
Sondage 5	I4	100, 8		1,66	0, 32	0,09	1, 14		5,95	3, 19	3, 80	0, 89	3, 16	0, 71	20, 15	11, 18	
Sondage 6	H4	50, 4		2,07	0, 26	0, 11	1,54		8, 27	4,90	5, 85	1,61	3, 15	0, 64	19,91	13, 23	
Sondage 7	G4	40, 2		1,96	0, 29	0, 21	1, 22		5, 37	2,68	14, 53	7, 84	3, 42	0, 90	21, 71	14, 89	
Sondage 8	E1	19, 8		2,76	0, 40	0, 24	1,67		14, 55	9, 39	12, 84	6, 34	3, 39	0, 84	14, 61	7, 42	
Sondage 9	A1	0, 0		2, 33	0, 50	0, 28	1, 34		18,62	11, 89	15,64	9, 25	4, 10	0, 96	13, 73	10, 38	
Sondage 10	A3	0, 0		2, 31	0, 50	0, 20	1, 50	1	13, 77	7, 20	12, 61	5,98	3, 39	0, 89	27,69	13, 70	
					TAB	LE B.1 – ∧	Analyses (les valeurs	de q _d par	sondages	(zone 7)						
		Distance	à	Profondeur		Epaisse	ur (m)				Résistan	ice dynamiq	ue de pointe	(MPa)			
		partir d début de l	du la	totale du sondage (m)													
		zone(m)															

11)
(zone
sondages
par
de q_d
valeurs
des
Analyses
1
B.
ABLE
Ξ

 $\begin{array}{c} - \\ - \\ 7,35 \\ 13,09 \\ 14,13 \\ 11,27 \end{array}$

 $\begin{array}{c} - \\ - \\ 12, 11 \\ 34, 37 \\ 21, 03 \\ 22, 29 \\ - \end{array}$

3, 153, 773, 772, 802, 802, 714, 61

 $\begin{array}{c} 14,90\\ 15,37\\ 9,89\\ 9,19\\ 11,73\\ 13,98\\ 13,98\\ 20,11\end{array}$

 $\begin{array}{c} 11,50\\ 15,76\\ 11,45\\ 5,75\\ 5,75\\ 9,21\\ 13,74\end{array}$

 $\begin{array}{c} 17,25\\ 17,44\\ 19,08\\ 7,98\\ 7,98\\ 16,79\\ 16,79\\ 20,63\end{array}$

.

 $egin{array}{c} 2,33\\ 2,33\\ 1,37\\ 0,91\\ 1,09\\ 2,51\\ 2,51 \end{array}$

 $\begin{array}{c} 0,31\\ 0,28\\ 0,28\\ 0,38\\ 0,30\\ 0,18\\ 0,30\\ 0,17\\ 0,17 \end{array}$

 $\begin{array}{c} 0,40\\ 0,35\\ 0,35\\ 0,30\\ 0,33\\ 0,45\\ 0,45\end{array}$

 $\begin{array}{c} 3,04\\ 3,02\\ 3,02\\ 1,58\\ 1,94\\ 3,04\end{array}$

 $\begin{array}{c} 199,8\\ 151,2\\ 100,8\\ 50,4\\ 19,8\\ 0,0\\ 151,2 \end{array}$

 $egin{array}{c} K3 \\ J3 \\ J3 \\ H3 \\ H3 \\ F3 \\ J1 \\ J1 \end{array}$

Sondage 1 Sondage 2 Sondage 3 Sondage 4 Sondage 5 Sondage 6 Sondage 6

Ecarttype 0, 70 1, 66 1, 09 0, 82 0, 77 2, 56

Ecarttype 9,44 9,44 5,64 3,40 2,93 7,70 10,01

Ecarttype

Moyenne

Moyenne

Moyenne

Ecarttype

Moyenne

Argile dense

Argile molle

Couche de transition

Ballast

Argile dense

Argile molle

Couche de transition

Ballast

Annexe C

Essais UCS

C.1 Programme pour la réalisation des essais UCS

Origine de	Ennouvette	Poids volumique	Degré de satu-	tonour on oou	Indice des
l'échantillon	Eprouvelle	sec	ration	teneur en eau	vides
	Ep1 - 30 - Z7	$13,9 \ kN/m^3$	28 %	10 %	0,93~%
	Ep2 - 30 - Z7	$14,0 \ kN/m^3$	28 %	10~%	0,92~%
	Ep3 - 30 - Z7	$14,0 \ kN/m^3$	28 %	10 %	0,92~%
	Ep1 - 50 - Z7	$14, 1 \ kN/m^3$	46 %	16 %	0,91~%
	Ep2 - 50 - Z7	$14,1 kN/m^3$	47 %	16 %	0,91~%
Zone 7	Ep3 - 50 - Z7	$14,1 kN/m^3$	47 %	16 %	0,91~%
	Ep4 - 50 - Z7	$14, 1 \ kN/m^3$	46%	16~%	0,91~%
	Ep1 - 70 - Z7	$14, 1 \ kN/m^3$	66 %	22 %	0,92~%
	Ep2 - 70 - Z7	$14, 1 kN/m^3$	66%	22 %	0,91~%
	Ep3 - 70 - Z7	$14,1 kN/m^3$	66%	22%	0,91~%
	Ep4 - 70 - Z7	$14,0 \ kN/m^3$	66%	22%	0,92~%
	Ep1 - 90 - Z7	$14,0 \ kN/m^3$	83 %	29 %	0,93~%
	Ep2 - 90 - Z7	$13,9 kN/m^3$	83 %	29 %	0,93~%
	Ep3 - 90 - Z7	$14,0 \ kN/m^3$	83 %	29 %	0,93~%
	Ep1 - 30 - Z11	$13,0 \ kN/m^3$	28 %	11 %	1,07~%
	Ep2 - 30 - Z11	$13,0 \ kN/m^3$	28 %	11 %	1,07~%
	Ep3 - 30 - Z11	$13,1 kN/m^3$	28~%	11 %	1,07~%
	Ep1 - 50 - Z11	$13,0 \ kN/m^3$	47 %	19 %	1,08~%
	Ep2 - 50 - Z11	$13,1 kN/m^3$	48 %	19 %	1,07~%
Zone 11	Ep3 - 50 - Z11	$12,9 \ kN/m^3$	50~%	20 %	1,09~%
	Ep1 - 70 - Z11	$13,1 kN/m^3$	67%	26%	1,07~%
	Ep2 - 70 - Z11	$13,1 kN/m^3$	67 %	27 %	1,07%
	Ep3 - 70 - Z11	$13,0 kN/m^3$	68%	27 %	1,07~%
	Ep1 - 90 - Z11	$12,9 kN/m^3$	84 %	34 %	1,10~%
	Ep2 - 90 - Z11	$12,8 kN/m^3$	82 %	34 %	1,12~%
	Ep3 - 90 - $Z11$	$12,7 kN/m^3$	84 %	35~%	1,13~%

 TABLE C.1 – Caractéristiques initiales des éprouvettes pour la réalisation de l'essai UCS

Annexe D

Essais de calibration

D.1 Programme et résultats des essais de calibration

Origine de	n •	Poids volumique	Niveau de com-	teneur en eau	D ((1 1)
l'échantillon	Essai	sec visé	pactage OPM	visée	Etat hydrique
	Essai 1	$11, 1 \ kN/m^3$	67~%		
	Essai 2	$11,9 \ kN/m^3$	72%		
	Essai 3	$13, 2 \ kN/m^3$	80 %	18 %	Moyen
	Essai 4	$14,9 \ kN/m^3$	90 %		
	Essai 5	$11, 1 \ kN/m^3$	67%		
Zone 7	Essai 6	$11,6 \ kN/m^3$	70 %		
	Essai 7	$13,2 kN/m^3$	80 %	24 %	Humide
	Essai 8	$14,9 \ kN/m^3$	90 %		
	Essai 9	$11, 1 \ kN/m^3$	67~%		
	Essai 10	$11,6 kN/m^3$	70 %		
	Essai 11	$13,2 \ kN/m^3$	80 %	28 %	Très humide
	Essai 12	$14,9 kN/m^3$	90 %		
	Essai 1	$11, 1 \ kN/m^3$	67 %		
	Essai 2	$12,8 kN/m^3$	77 %		
	Essai 3	$14, 1 kN/m^3$	85 %	18 %	Moyen
	Essai 4	$15,8 kN/m^3$	95 %		
	Essai 6	$11, 1 \ kN/m^3$	67~%		
Zone 11	Essai 7	$12,8 kN/m^3$	77 %		
	Essai 8	$14, 1 kN/m^3$	85 %	22 %	Humide
	Essai 9	$15,8 kN/m^3$	95~%		
	Essai 11	$11, 1 kN/m^3$	67%		
	Essai 12	$12,8 kN/m^3$	77 %		
	Essai 13	$14, 1 kN/m^3$	85 %	25 %	Très humide
	Essai 14	$15,8 kN/m^3$	95 %		

TABLE D.1 – Programme pour la réalisation des essais de calibration

R^2			0,9296				0, 8997				0,9923				0,9492				0,9817				0,6225	
$B \ (kN/m^3)$			9,2484			9, 3548 8, 4809					9,7				9,2106				9,9836					
$A \ (kN/m^3)$			1,8527				2, 1562				3, 5792				1, 8346				2,7182				2,9732	
Etat hy- drique			Moyen				Humide				Très humide				Moyen				Humide				Très humide	
w_{moy} (%)			17 %				22 %				24%				16~%				22 %				29 %	
$q_{d_1} (MPa)$	2,2~MPa	5,6~MPa	9,9 MPa	17,8MPa	1,5 MPa	4,1 MPa	$7,6\ MPa$	10,1MPa	1,7 MPa	2,8~MPa	4,1 MPa	6, 6 MPa	2,1 MPa	7,2~MPa	14,1MPa	24,5MPa	1,9 MPa	4,1 MPa	6,1 MPa	10,4MPa	2,0~MPa	2,5~MPa	2,1MPa	6,1 MPa
S_r (%)	32%	36%	45 %	56~%	35%	47 %	60%	75 %	42 %	52 %	67 %	84~%	32 %	41 %	49 %	61%	43 %	55 %	66%	82~%	52 %	67 %	80 %	100 %
<i>w</i> (%)	17 %	17 %	17 %	16~%	20 %	22 %	22 %	22 %	24 %	25~%	24~%	24~%	17 %	17 %	16~%	16~%	22 %	23 %	23 %	22 %	29 %	29 %	29 %	28 %
% OPM	67 %	72~%	80 %	91~%	64 %	21 %	81~%	91~%	64~%	72~%	82 %	92~%	68 %	78 %	85~%	37~%	67 %	26%	85~%	95~%	65 %	75 %	83 %	93~%
$\gamma_d \ (kN/m^3)$	$11, 1 \ kN/m^3$	$11,9 kN/m^3$	$13,2 \ kN/m^3$	$15,0 \ kN/m^3$	$10,6 kN/m^3$	$11,7 kN/m^3$	$13,4 kN/m^3$	$15,0 \ kN/m^3$	$10,6 kN/m^3$	$11,9 kN/m^3$	$13,6 kN/m^3$	$15, 3 kN/m^3$	$11,3 kN/m^3$	$12, 9 kN/m^3$	$14, 2 kN/m^3$	$16, 1 kN/m^3$	$11,2 \ kN/m^3$	$12,7 kN/m^3$	$14, 1 kN/m^3$	$15,8 kN/m^3$	$10,8 kN/m^3$	$12,4 kN/m^3$	$13,8 kN/m^3$	$15, 4 kN/m^3$
Moule	Moule 1 (M1)	Moule 2 (M2)	Moule 3 (M3)	Moule 4 (M4)	Moule 5 (M5)	Moule 6 (M6)	Moule 7 (M7)	Moule 8 (M8)	Moule 9 (M9)	Moule 10 (M10)	Moule 11 (M11)	Moule 12 (M12)	Moule 1 (M1)	Moule 2 (M2)	Moule 3 (M3)	Moule 4 (M4)	Moule 5 (M5)	Moule 6 (M6)	Moule 7 (M7)	Moule 8 (M8)	Moule 9 (M9)	Moule 10 (M10)	Moule 11 (M11)	Moule 12 (M12)
Essai	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8	Essai 9	Essai 10	Essai 11	Essai 12	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8	Essai 9	Essai 10	Essai 11	Essai 12
Origine de l'échantillon		_	-	_	_	Zone 7	-	_	-	-		_			-	_	-	Zone 11	-	_	-	-		

(r)
d_{c}
\widetilde{f}
د .
q
3
e,
Ξ
H
Ę
а
5
ų.
\sim
0
2
U
n,
g
ă
<u>60</u>
9
\mathbf{O}
le
5
лC
Ĕ
a
ē
L
l_{a}
<u>e</u>
9
В
Ļ,
O
A
Ś
ĕ
ηĮ
Ξ
IS.
5
Ä
g
g
ö
ŝ
г.
ĕ
Β
a
ar
đ
S
l
õ
ve
a,
Ц
10
at
Ľ.
Ε
a
0
le
2
л;
S
es
s
le
0
uts
t3
Ч
ŝsul
Résul
- Résul
– Résul
.2 – Résul
D.2 – Résul
E D.2 – Résul
LE D.2 – Résul
BLE D.2 – Résul
ABLE D.2 – Résul

Essais de calibration

D.2 Code VBAExcel pour l'application de la méthode itérative pour l'estimation du poids volumique sec

Le code proposé repose sur une boucle "SI" qui conditionne le lacement du programme si les données entrées initialement sont convenables. Le code proposé suivant le langage VBA Excel est le suivant :

If gs < 25 Or w = 0 Or w > 1 Or gw <> 10 Or qd = 0 Then

```
MsgBox ("Entrez des valeurs correctes ou non nulles")
```

Else

```
Dim i As Integer
Dim z, f As Double
Dim gd, e, s As Variant
Dim t As WorksheetFunction
Set t = Application.WorksheetFunction
e = Application.Transpose(Worksheets("Feuil1").Range("A7:A2007").Value)
ReDim s(LBound(e) To UBound(e))
z = A' * Log(qd) + B' + C' * Log(w) - C' * Log(gw / gs)
For i = LBound(e) To UBound(e)
s(i) = Abs((z-(e(i) + C' * Log((gs / e(i)) - 1))) / z)
Next i
f = t.Min(s)
i = t.Match(f, s, 0)
gd = e(i)
```

End If

Avec gs est le poids volumique des grains solides, gd est le poids volumique sec, gw est le poids volumique de l'eau, w est la teneur en eau, qd est la résistance dynamique de pointe, A', B' et C' sont les paramètres de l'équation 4.6 de Morvan and Breul (2016).

Pour faciliter l'application de ce code, nous avons avons créer une interface Userform sur VBA Excel qui se présente comme indiqué par la figure D.1. Au démarrage du programme, l'interface Userform apparaît, il est ainsi possible de renseigner les données d'entrée nécessaires. Un bouton "Afficher Excel" permet d'ouvrir le fichier Excel qui contient le programme. Le bouton "Calculer" permet de lancer le programme qui va déterminer et afficher la valeur du poids volumique sec qui correspond aux données entrées. Un bouton "Effacer" permet d'effacer toutes les informations présentes sur l'interface Userform et un bouton "Quitter le programme" permet de fermer le fichier Excel si il est ouvert ou tout simplement de fermer le programme.

erForm1		
rogramme de calcul du po	ids volumique se	ec in-situ
Expression du modèle		
Forme de l'équation	$\gamma d + C'.ln((\gamma s/\gamma d)-1)=A$	$".ln(qd)+B'+C".ln(w)-C".ln(\gamma w/\gamma s)$
Données 1		
Teneur en eau (g.g-1), w		_
Poids volumique de l'eau (kN/m3), yw (yw=10 kN	/m3)	
Poids volumique des grains solides (kN/m3), γs		γs minimum est de 25 kN/m3
Résistance dynamique de pointe (MPa), qd]
	Afficher Excel	Décultat
A'	Calcular	Le poids volumique sec (kN/m3), yd est :
B		
C'	Effacer	,
	Ouitter programme	

FIGURE D.1 – Présentation de l'interface Userform associé au code VBA Excel