

Étude des propriétés mécaniques et rhéologiques
d'échantillons de marne de la formation
géologique "Morne Delmas" en Haïti

Thèse

présentée pour l'obtention du grade de
Docteur en Sciences Appliquées

par

Kelly GUERRIER

Jury :

Prof. Jean-François THIMUS (Promoteur, UCL)

Prof. Hervé JEANMART (Président, UCL)

Prof. Jacques DEVAUX (Secrétaire, UCL)

Prof. Frédéric NGUYEN (ULg)

Prof. Christian SCHROEDER (ULB)

Prof. Dominique BOISSON (UEH)

Institute of Mechanics, Materials and Civil Engineering (IMMC)

École Polytechnique de Louvain (EPL)

Université catholique de Louvain (UCL)

Décembre 2013

*J'ai eu la chance d'avoir les meilleurs
parents du monde. Merci à Gislaine et
Gabriel qui ne vivent que pour moi. Je
vous aime.*

Résumé

Haïti, comme de nombreux autres pays, fait face à des problèmes liés à son sous-sol. Des cas fréquents de mouvements de terrain sont observés à Port-au-Prince ainsi que dans sa région métropolitaine. Ces problèmes sont dus à la nature gonflante des argiles contenues dans la marne de la formation géologique Morne Delmas. De plus, la pollution de ces sols par les eaux usées modifie de manière assez importante leurs caractéristiques mécaniques ce qui est d'autant plus préoccupant compte tenu du fait que le pays se situe dans une région du globe terrestre à sismicité élevée.

L'objectif de cette thèse est d'étudier les propriétés géotechniques et rhéologiques d'échantillons du sol de la formation Morne Delmas et de déterminer l'impact de la pollution par les eaux usées sur ces propriétés. Ce travail met l'accent sur les méthodes indirectes et directes d'évaluation du gonflement. Les méthodes indirectes font intervenir les limites d'Atterberg, la diffraction aux Rayons X et la Microscopie Électronique à Balayage Environnemental (MEBE). Les méthodes directes se basent sur les essais œdométriques. Ensuite, les caractéristiques rhéologiques de ces sols sont déterminées à l'aide du rhéomètre SIS-V50 pour deux consistances (solide et plastique) et pour des fréquences de $0,5Hz$, $1Hz$ et $10Hz$. Ces essais permettent de déterminer, selon la nature du sol, la déformation pour laquelle il se liquéfie.

Par la suite, des essais géotechniques sont réalisés sur les sols après contact avec des effluents d'eaux usées et les essais rhéologiques sont menés en mettant les sols en contact avec des solutions salines dans le but d'étudier les effets séparés des ions sodium et potassium. Cet ensemble de données permet de prédire le comportement des sols étudiés en cas de tremblement de terre tout en tenant compte de la nature des fluides

circulant dans les pores de ces derniers.

Mots clés : Formation Morne Delmas (Haïti) - Gonflement des sols
- Diffraction aux rayons X - Microscopie Électronique à Balayage Envi-
ronnemental - Rhéologie des sols - Eaux usées

Abstract

Haiti, like many other countries, is facing several problems in relation to its subsoil. Frequent cases of ground movement are observed in Port-au-Prince and its metropolitan area. These problems are caused by the swelling properties of the clays contained in the marl of the Morne Delmas geological formation. In addition, the pollution of these soils by waste water modify their mechanical properties, which is much more worrying considering that the country is located in one of the region of the earth with a high level of seismic activity.

The goal of this thesis is to study the geotechnical and rheological properties of samples of the Morne Delmas soils and to determine the impact of the waste water pollution on them. This work focuses on the indirect and direct methods of swelling potential evaluation. The indirect methods involve Atterberg limits, X-Ray diffractometry and Environmental Scanning Electron Microscopy (ESEM). The direct methods are based on oedometer tests. Rheological properties of these soils are determined with the SIS-V50 rheometer for two consistancies (solid and plastic) and three frequencies : $0,5Hz$, $1Hz$ and $10Hz$. This tests allow to determine, according to the nature of the soil, the deformation which will cause its liquefaction.

Geotechnical tests are performed on the soils after they were in contact with domestic sewage and rheological tests are conducted after humidifying samples of soils with NaCl and KCl saline solutions in order to study the separated effects of sodium and potassium. This dataset allows to predict the behavior of the studied soils in case of earthquake while considering the nature of the fluid flowing in the pores of these ones.

Key words : Morne Delmas geological formation (Haiti) - Swelling

soils - X-Ray diffractometry - Environmental Scanning Electron Microscopy (ESEM) - Rheology of soils - Waste water

Remerciements

Je remercie Jean-François Thimus d'avoir accepté d'être le promoteur de mon doctorat. Merci de m'avoir laissé beaucoup de liberté dans la conduite de mes recherches et de m'avoir toujours fait confiance.

Je remercie Dominique Boisson, membre du comité d'encadrement de ma thèse, de m'avoir aidé dans l'orientation de mes travaux de s'être toujours assuré que j'avais dans la bonne direction.

Je remercie Christian Schroeder, également membre de mon comité d'encadrement, de m'avoir toujours aidé à répondre à toutes les questions que je me posais à me rassurer dans les moments de doute.

Merci à vous trois, messieurs, d'avoir mis votre expérience à ma disposition, d'avoir inlassablement corrigé mes erreurs. Vous avez toujours été rigoureux avec moi, mais vous savez aussi apprécier le travail bien fait et cela a été, plus d'une fois, très encourageant.

Je remercie les membres du jury. Les conseils et commentaires de monsieur Frédéric Nguyen m'ont aidé parfaire mon travail. Je me suis initié à la rhéologie des sols grâce aux conseils de monsieur Jacques Devaux qui n'a jamais manqué de mots pour me convaincre qu'il y avait quelque chose à découvrir dans cette voie. Je remercie monsieur Hervé Jeanmart, président du jury, pour sa grande disponibilité. Ses avis sur le travail m'ont été très utiles.

Je remercie monsieur Yves-Fritz Joseph, professeur de mécanique des sols à la Faculté des Sciences de l'UEH et Directeur Général du LNBTP. Son expérience de la géologie d'Haïti m'a beaucoup aidé dans le choix de mon sujet de thèse. Je remercie le LNBTP pour toute l'aide fournie dans la phase expérimentale de mes travaux. Je remercie le CNIGS et son Directeur Général monsieur Bobby Piard pour le support cartographique fourni à nos différents projets. Je remercie le BME, important partenaire

de la FDS-EUH dans le domaine de la recherche en sciences de la terre.

Je remercie tous les étudiants avec qui j'ai pu collaborer dans le cadre des divers travaux sur les sols de la formation de Delmas. Les échanges tant scientifiques que culturels que nous avons eus ont permis à mon travail d'avancer très vite et toujours dans le bon sens. Un grand merci à Sébastien Maes, Vincent Popijn, François Simon, Raphaël Janssens, Colin Godefroid et Nicolas Breye.

Je remercie l'infatigable José Flémal pour avoir dessiné et/ou retouché la grande majorité des dessins qui figurent dans ce document. Ton travail a contribué à donner plus de valeur au mien et à améliorer la compréhension de certains concepts qu'il est parfois difficile de traduire avec des mots. Merci à Luc Young de toujours se donner beaucoup de peine pour le transport de nos échantillons de sols entre la Belgique et Haïti. Merci à Antoine Bietlot pour sa promptitude à résoudre tous nos petits et gros problèmes informatiques.

Tout cela est possible grâce au support économique de la Commission Universitaire pour le Développement (CUD). C'est donc de tout mon cœur que je remercie la coopération belge.

Je remercie l'UCL, la Faculté des Sciences de l'UEH pour l'accueil et la mise à ma disposition de tout ce dont j'avais besoin pour mener à bien mes travaux. L'Unité de Génie Civil et Environnemental (GCE) et l'URGéo ont été des espaces conviviaux et propices au travail.

Un grand merci à Anne Iserentant, Stéphane Gorski, Francis Goffin et Eugène Bouchonville pour leur aide et leur dévouement au laboratoire lors de la phase expérimentale de mes travaux.

Je remercie Marie-Rose, Viviane et Claire du GCE et à Nirva et Gina de la FDS-UEH pour leur support, leur sourire, leur sympathie et leur bonne humeur.

Certaines rencontres scientifiques ont été déterminantes pour ma thèse. Merci à Henri Burhin pour ses conseils et ses orientations surtout pour la partie de la thèse qui concerne la rhéologie des sols. C'est grâce à lui que j'ai eu l'opportunité de trouver les contacts qui m'ont permis de réaliser les essais complémentaires pour ma thèse. Merci à l'entreprise allemande SCARABAEUS de m'avoir accueilli dans ses locaux dans le cadre des essais de rhéologie. Un merci spécial à Douglas Azemo qui m'a beaucoup aidé dans la réalisation de ces essais et à Tho-

mas Rauschmann. Merci à l'INERIS de m'avoir permis de tester les argiles haïtiennes dans le MEBE. Là aussi, l'accueil a été chaleureux. Un merci spécial à Tatiana Maison et Jean-Bernard Kazmierczak pour leur patience et leur disponibilité.

Depuis 2006, j'ai rencontré énormément d'Haïtiens qui viennent ici, en Belgique, pour étudier dans le cadre de la coopération entre nos deux pays. J'ai toujours eu de très bonnes relations avec eux. J'ai au fil du temps tissé des liens avec quelques-uns d'entre eux. Merci à Steeve pour ses encouragements sans interruption durant tout le temps qu'a duré mon travail de thèse. Surtout, merci pour ses nombreux conseils en L^AT_EX. Je salue Ronald Philoclès, Jean-Joseph Saget, Geneviève et Lydie pour leur bonne compagnie. Merci à Hugues Georges Rameau qui n'a jamais manqué, à chaque fois qu'il en avait l'occasion, de me donner des encouragements et du réconfort. Je salue Ruth, Sonie et Zago pour son bon café du soir. Je salue Didier Figaro et Versailles en souvenir des bons repas du dimanche.

Je salue tous les chercheurs que j'ai côtoyés pendant mon passage au GCE. Nous avons passé de très agréables moments ensemble et cela me manquera beaucoup. Je ne peux m'empêcher de citer quelques noms : Henri, Sami, Malek, Nicolas D., Nicolas C., Valérie, Rui, Camille, Damien, Sylvie, Olivier, Chien, Sébastien, Fabian, Pierre, ... Je salue les académiques du GCE : Sandra, Yves, Pierre, Daniel et Alain. Salut à Guy et Christophe ainsi qu'à tout le personnel des laboratoires GCE.

Merci à ceux avec qui j'ai partagé un bureau. Berthoumieux Jean et Shimatu Jean au début. Gustave Mukoko avec qui j'ai souvent discuté des liens qui ont existé entre nos deux pays et qui m'a appris quelques mots de Swahili. Victor Karl Henry, qui m'a de nombreuses fois conseillé dans mes recherches et qui a relu la thèse en entier (et à plusieurs reprises). Merci à Hubert, Sophia et Sadrac de l'URGéo.

Merci à mes amis en Europe qui n'ont jamais cessé de me soutenir ici ou même quand je suis en Haïti : Carole et Wesner, Sharon et Xavier, Nadine et Guy, Micheka, Mourad, Charlotte, Magda et Antoine Maes, Michel Lusamba. Je salue Roger Hagelstein avec qui j'ai eu beaucoup de discussions sur de nombreux sujets, notamment en aménagement du territoire. J'espère que dans le futur, on aura l'occasion de faire quelque chose ensemble.

Saúdo meus amigos do curso de português (ILV-UCL) : o Paolo, a Christine (as suas famílias também) e especialmente Leonor de Abreu (a melhor professora de português do mundo). Foi um prazer conhecê-los.

Je salue tous les amis du club Olympus (Anne-Doris, Vanessa, Catherine, Pascale, Adler, Carl, Carria Ricard et Louis). Je pense à mes amis du quartier et spécialement à Georges Ali qui m'a appris à résoudre mes premières équations, aux frères Polidor chez qui j'ai fait mes premiers traitements de textes sur PC, Nènè et Bogi (deux amis ingénieurs). Je pense aussi à tous les amis de la FDS-UEH (Tiga, Edlyne, Olguine) ainsi que le professeur Pérodin qui a toujours soutenu l'URGéo. Je salue trois bons amis et camarades de promotion : Daphnée, Christian et Bertin. Merci à Gertrude et à sa famille de m'avoir soutenu depuis le début de la thèse. Merci à Line-dore pour son soutien ainsi que Rhosnie et Darnel. Un clin d'œil à Georgeline, Marie-José Laforest, Mélissa et Vila.

En 2010, ces gens ont soigneusement ramassé et remis en place (chacune à leur manière) ce qui restait de moi en arrivant ici en Belgique. Je remercie Lucie Pétilion et Emmanuelle Paul qui se sont toujours assurées que je ne manquais jamais de rien. J'ai découvert des plats exotiques avec les dames de "Cuisines du monde". Je salue Viviane Gilbert et Anne Druart avec qui j'ai eu de très bonnes relations et qui n'ont jamais cessé de prendre de mes nouvelles et de s'assurer que j'allais bien. Merci à Inès Poskin. Sans son aide, ç'aurait été très difficile pour moi de continuer. Merci à Thérèse et Jean-François Thimus. J'ai gardé un très bon souvenir de mon passage chez vous en 2010 dans les moments où j'avais vraiment besoin de soutien moral. Je m'en souviendrai toujours.

Être loin de sa famille pendant autant de temps est difficile à supporter. Merci à ma cousine Chantal de m'avoir toujours accueilli chez elle à chaque fois que je ressentais le besoin d'être en famille. Je salue son fils Alexis, tonton Therne et madan Therne. Je salue aussi Ginette, Ralph, tonton Éneck et Christian. Merci à Jeannette et Marc qui sont pour moi comme une maman et un papa en Europe.

Je ne remercierai jamais assez mon ami Renaldo qui a été très présent dans ma vie pendant ces dernières années. Un merci spécial à Nathalie Rodnez pour avoir juste été là. Merci surtout d'avoir cru en moi, d'avoir cru que je pouvais à chaque fois que je me laissais entraîner par le découragement. Sans toi, tout cela aurait été impossible.

Table des matières

Résumé	ii
Abstract	iv
Remerciements	viii
Liste des figures	xvii
Liste des tableaux	xx
Liste des symboles	xx
1 Mise en contexte du problème	1
1.1 Haïti : aperçu géographique	1
1.2 Haïti : aperçu géologique	2
1.3 Description de la problématique	7
1.4 Bref état de la question	12
1.5 Plan de la thèse	14
2 Classification géotechnique des sols étudiés	17
2.1 Introduction	17
2.2 Propriétés physiques	19
2.2.1 Teneur en eau, en carbonate de calcium et en ma- tières organiques	19
2.2.2 Granulométrie	21
2.2.3 Poids spécifique des grains solides	23
2.2.4 Limites d’Atterberg	24
2.3 Classification	26
2.4 Activité des argiles contenues dans les sols étudiés	28

2.5	Conclusion	28
2.6	À retenir	29
3	Le gonflement des sols : mesures indirectes	31
3.1	Introduction	31
3.2	Observations sur les structures de la SONAPI	32
3.3	Processus de formation géologique des argiles	36
3.4	Minéralogie des argiles	37
3.4.1	Introduction	37
3.4.2	Notions de minéralogie	38
3.4.3	Caractéristiques	42
3.5	Les sols gonflants : origine	45
3.6	Mécanisme de gonflement	45
3.7	Évaluation du gonflement : méthodes minéralogiques	48
3.7.1	Diffraction aux rayons X	48
3.7.2	Microscopie Électronique à Balayage : MEB	55
3.7.3	Microscopie Électronique à Balayage Environne- mental : MEBE	58
3.8	Évaluation du gonflement : méthodes géotechniques	65
3.8.1	Évaluation qualitative du gonflement en fonction d'un paramètre	66
3.8.2	Évaluation qualitative du gonflement en fonction de deux paramètres	68
3.8.3	Évaluation qualitative du gonflement en fonction de trois paramètres	71
3.8.4	Évaluation quantitative du gonflement	71
3.8.5	Récapitulation	72
3.8.6	Conclusion	73
3.9	À retenir	76
4	Le gonflement des sols : mesures directes	77
4.1	Introduction	77
4.2	Essai Proctor	78
4.3	Pression de gonflement	79
4.3.1	Pression de gonflement du sol SONAPI-09	80
4.3.2	Pression de gonflement du sol SONAPI-10	81
4.3.3	Pression de gonflement du sol BME-11	82

4.3.4	Interprétation des résultats	82
4.4	Amplitude du gonflement et effets d'une charge imposée	84
4.5	Amplitude du gonflement et teneur en eau initiale	91
4.6	Amplitude du gonflement et optimum Proctor	93
4.6.1	Influence de la pression de gonflement sur un bâtiment de la SONAPI	94
4.7	Conclusion	97
4.8	À retenir	98
5	Approche rhéologique du comportement des sols	99
5.1	Concepts importants intervenant en rhéologie	100
5.1.1	Contrainte de cisaillement	100
5.1.2	Fluide newtonien : viscosité	101
5.2	Viscoélasticité	102
5.2.1	Modèle de Maxwell	102
5.2.2	Matériau viscoélastique linéaire soumis à des contraintes et déformations sinusoïdales	103
5.3	Rhéologie des sols	105
5.3.1	Appareillage	108
5.3.2	Essais à déformation croissante	109
5.3.3	Préparation des échantillons	111
5.4	Résultats des essais et interprétations	115
5.5	Conclusion	125
5.6	À retenir	127
6	Influences de la nature du fluide interstitiel	129
6.1	Échantillons d'eaux usées	135
6.2	Influence sur les propriétés géotechniques des sols	137
6.2.1	Influence sur la granulométrie	137
6.2.2	Influence sur les limites d'Atterberg	140
6.2.3	Influences sur la classification du sol	142
6.2.4	Influence sur le gonflement	142
6.3	Influence sur les propriétés rhéologiques des sols	144
6.3.1	Préparation des échantillons	144
6.3.2	Influence des ions K^+ sur les sols du BME-11 et de la SONAPI-09	145

6.3.3	Influence des ions Na^+ sur les sols du BME-11 et de la SONAPI-09	148
6.4	Conclusion	152
6.5	À retenir	154
7	Conclusion	155
7.1	Synthèse	155
7.2	Contributions	158
7.3	Perspectives	159
	Bibliographie	161
	Annexe 1 : Résultats des analyses des eaux usées de la SO- NAPI	175

Table des figures

1.1	Localisation de l'île d'Haïti dans la mer des Caraïbes . . .	1
1.2	Relief de la République d'Haïti	3
1.3	Géologie de la zone de Port-au-Prince	5
1.4	Cadre tectonique de l'île d'Haïti	6
1.5	Glissement de terrain à Musseau (photo Le Nouvelliste) .	7
1.6	Dégradations observées sur un hangar à la SONAPI . . .	8
1.7	Fissures provoquées par le gonflement différentiel	8
1.8	Localisation des échantillons (SONAPI et BME)	9
1.9	Manifestation de la liquéfaction des sols à Léogane	10
1.10	Bidonvilles aux alentours de Port-au-Prince	11
2.1	Localisation des prélèvements sur le site de la SONAPI .	18
2.2	Localisation de l'échantillon du BME	18
2.3	Photo des échantillons de sols	19
2.4	Courbe granulométrique des échantillons utilisés	22
2.5	Limites d'Atterberg	24
2.6	Types de marnes selon rapport argile/carbonates	26
2.7	Classification SONAPI-09, SONAPI-10 et BME-11 selon Casagrande	27
3.1	Types de dégâts observés sur les bâtiments de la SONAPI	32
3.2	Réseau de fissures sur les voies de circulation de la SONAPI	33
3.3	Localisation des prélèvements à la SONAPI	34
3.4	Fissures sur le parquet du hangar 6 de la SONAPI	35
3.5	Fissures dans un laboratoire en Turquie dues au gonfle- ment des sols	35
3.6	Le sol dans le cycle géologique	36

3.7	Paramètres influençant la nature des minéraux	37
3.8	Structure des minéraux argileux	39
3.9	Plans tétraédrique et octaédrique respectivement à gauche et à droite	39
3.10	Kaolinite	40
3.11	Illite	41
3.12	Smectite	42
3.13	Cations échangeables dans la structure	43
3.14	Phénomène de la double couche	44
3.15	Répartition des sols gonflants dans le monde	45
3.16	Gonflement interparticulaire et interfoliaire	46
3.17	Hydratation de l'espace interfoliaire	47
3.18	Phénomène de diffraction - Loi de Bragg	49
3.19	Spectre de la poudre de SONAPI-09	52
3.20	Spectre de la poudre de SONAPI-10	53
3.21	Spectre de la fraction argileuse du sol SONAPI-09	54
3.22	Spectre de la fraction argileuse du sol SONAPI-10	54
3.23	Radiations émises dans le MEB (SEM en anglais)	56
3.24	Schéma de la colonne optique d'un microscope électro- nique à balayage	57
3.25	Vue du MEBE utilisé à l'INERIS et de sa chambre	59
3.26	Représentation comparative du MEBE (A) et du MEB (B)	59
3.27	Schématisation du gaz dans la chambre du MEBE	60
3.28	Diagramme des phases de l'eau	61
3.29	Photos prises dans le MEBE pour des HR de 40% à 85%	62
3.30	Potentiel de gonflement d'après Williams et Donaldson (1980)	69
3.31	Potentiel de gonflement d'après Seed et al (1962)	69
3.32	Potentiel de gonflement d'après Dakshanamurphy et Ra- man (1973)	70
4.1	Résultats des essais Proctor pour SONAPI-09 et SONAPI- 10	78
4.2	Cellule œdométrique	79
4.3	Cartographie des pressions de gonflement basée sur des équations modèles	83
4.4	Allure de la courbe de gonflement libre	85

4.5	Influence de la charge imposée sur le gonflement du sol SONAPI-10	86
4.6	Représentation cartographique de l'amplitude du gonflement	87
4.7	Amplitude du gonflement sur un site en Turquie	88
4.8	Carte de pressions de gonflement en Algérie	90
4.9	Carte d'amplitude de gonflement en Algérie	90
4.10	Influence d'une teneur en eau initiale inférieure à la teneur en eau naturelle	92
4.11	Influence d'une teneur en eau initiale inférieure à la teneur en eau naturelle	92
4.12	Influence du compactage sur le sol SONAPI-10	93
4.13	Modèle 3D d'un hangar de la SONAPI	94
4.14	Contraintes de cisaillement en gonflement	95
4.15	Gonflement du coin du bâtiment	95
4.16	Gonflement de la façade latérale du hangar	95
4.17	Fissures de gonflement sur le bâtiment 6 de la SONAPI	96
5.1	Analogie au solide parfait	101
5.2	Analogie au fluide newtonien	102
5.3	Modèle de Maxwell	102
5.4	Module de conservation G' et module de perte G'' (à gauche) ; $\tan(\delta)$ (à droite)	105
5.5	Représentation schématique de l'hétérogénéité du sol	106
5.6	Comportement mécanique des sols argileux	107
5.7	Rhéomètre SIS-V50	108
5.8	Plateau inférieur du rhéomètre - Coupe du rhéomètre fermé	109
5.9	Principe des mesures avec déformations sinusoïdales	110
5.10	Correspondance entre la déformation en pourcentage et en degrés	111
5.11	Préparation des échantillons pour la réalisation des essais	114
5.12	Allure de la courbe $\tan(\delta)$ suivant la texture du sol	115
5.13	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le sol SONAPI-09 et le sol BME-11 à 20% de teneur en eau et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	116

5.14	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le sol SONAPI-09 et le sol BME-11 à 20% de teneur en eau et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	116
5.15	Graphes de G' et de G'' pour l'Oxisol et le Vertisol	119
5.16	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour des teneurs en eau de 20% et de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz (sol-09)	121
5.17	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour des teneurs en eau de 20% et de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz (sol-12)	121
5.18	Comportement du sol à différentes consistances d'après les limites d'Atterberg	124
6.1	Canal d'évacuation des eaux usées traversant le site du parc industriel de la SONAPI	130
6.2	Tâche urbaine de Port-au-Prince et de sa région métropolitaine	131
6.3	État du système d'égouttage de 1750 à 1996	132
6.4	Constructions anarchiques sur le versant nord du morne la Selle	133
6.5	Conséquences de l'inadéquation du réseau d'assainissement de l'actuel Port-au-Prince	133
6.6	Échantillon d'eaux usées prélevé dans le canal d'assainissement de la SONAPI	136
6.7	Action des huiles sur les particules d'argile	138
6.8	Courbe granulométrique du sol de la SONAPI-09 vierge et du sol de la SONAPI-09+eaux usées	139
6.9	Photos prises dans le MEBE du sol sain (à gauche) et du sol pollué aux eaux usées de la SONAPI (à droite)	139
6.10	Eau interstitielle saline humidifiant une argile contaminée à l'huile	141
6.11	Impact de la pollution par les eaux usées sur la classification du sol SONAPI-09 et SONAPI-10	142
6.12	Gonflement du sol de la SONAPI-10 vierge et du sol pollué par les eaux usées	143

6.13	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le BME-11 vierge et BME-11 traité au KCl à des teneurs en eau de 20% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	146
6.14	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le SONAPI-09 vierge et SONAPI-09 traité au KCl à des teneurs en eau de 20% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	146
6.15	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le BME-11 vierge et BME-11 traité au KCl à des teneurs en eau de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	147
6.16	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le SONAPI-09 vierge et SONAPI-09 traité au KCl à des teneurs en eau de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	147
6.17	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le BME-11 vierge et BME-11 traité au NaCl à des teneurs en eau de 20% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	149
6.18	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le SONAPI-09 vierge et SONAPI-09 traité au NaCl à des teneurs en eau de 20% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	150
6.19	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le BME-11 vierge et BME-11 traité au NaCl à des teneurs en eau de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	150
6.20	$\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le SONAPI-09 vierge et SONAPI-09 traité au NaCl à des teneurs en eau de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	151
7.1	Vérification de la reproductibilité des essais en rhéologie .	159

Liste des tableaux

2.1	Teneur en eau : w , teneur carbonate de calcium : t_c et teneur humus : t_h des échantillons de sol testés	21
2.2	Dénomination des sols en fonction des fractions granulométriques	23
2.3	Fractions granulométriques des sols étudiés	23
2.4	Limites d'Atterberg des sols étudiés	25
2.5	Coefficient d'activité des sols étudiés	28
3.1	Synthèse des caractéristiques de surface des minéraux argileux	43
3.2	Distances interréticulaires caractéristiques (en Å) des différents minéraux argileux	51
3.3	Déformation surfacique (Déf. surf) au MEBE du sol SONAPI-09	63
3.4	Déformation surfacique au MEBE des sols étudiés par T. Maison	63
3.5	Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lundgreen (1962)	66
3.6	Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980)	66
3.7	Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)	67
3.8	Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)	67
3.9	Potentiel de gonflement du sol de la SONAPI en fonction d'un seul paramètre	67
3.10	Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment (1980)	68

3.11	Potentiel de gonflement du sol de la SONAPI en fonction de 2 paramètres	70
3.12	Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973)	71
4.1	Optimum Proctor pour SONAPI-09 et SONAPI-10	78
4.2	Pression de gonflement des échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10	80
4.3	Classification des pressions de gonflement basée sur la valeur au bleu	83
5.1	Champs d'application de la rhéologie	100
5.2	Limites d'Atterberg	112
5.3	Déformation à la rupture pour les échantillons SONAPI-09 et du BME-11 à 20% et 40% de teneur en eau aux fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	117
6.1	Principaux cations présents dans les eaux usées de la SONAPI, l'eau de distribution de l'UCL et la solution d'eau savonneuse [mg/l]	137
6.2	Comparaison des limites d'Atterberg pour le sol de la SONAPI vierge et pollué aux eaux usées	140
6.3	Déformation à la rupture pour les échantillons SONAPI-09 et du BME-11 (vierges et traités au KCl) à 20% et 40% de teneur en eau aux fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	145
6.4	Déformation à la rupture pour les échantillons SONAPI-09 et du BME-11 (vierges et traités au NaCl) à 20% et 40% de teneur en eau aux fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz	149

Liste des symboles

δ [<i>radian</i>]	Angle de perte
$\dot{\gamma}$ [s^{-1}]	Gradient de vitesse de cisaillement
ϵ [%]	Déformation
ϵ_s [%]	Amplitude du gonflement
η [<i>Pa.s</i>]	Viscosité dynamique
γ_d [kN/m^3]	Poids volumique sec
γ_s [kN/m^3]	Poids spécifique des grains solides
γ_y [%]	Déformation à la rupture
λ [$\text{\AA}$]	Longueur d'onde des rayons X
ϕ_a [<i>cm</i>]	Diamètre de l'anneau œdométrique
σ [<i>Pa</i>]	Contrainte de traction
τ [<i>Pa</i>]	Contrainte de cisaillement
θ [<i>radian</i>]	Angle d'incidence des rayons X
A [m^2]	Surface d'application de la force de cisaillement F
A_c	Coefficient d'activité de Skempton
d [$\text{\AA}$]	Interdistance réticulaire entre les feuillets d'argile
d_P [<i>mm</i> , μm]	Diamètre des particules de sol
E [<i>Pa</i>]	Module d'Young
f [<i>Hz</i>]	Fréquence de cisaillement
F [<i>N</i>]	Force de cisaillement

G [Pa]	Module de cisaillement
G' [Pa]	Module de conservation
G'' [Pa]	Module de perte
G^* [Pa]	Module de cisaillement complexe
h [mm]	Distance entre les plateaux du rhéomètre
h_a [cm]	Hauteur de l'anneau œdométrique
I_c	Indice de consistance
I_l	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité
I_r	Indice de retrait
P_g	Pression de gonflement
s_{max} [mm]	Déflexion maximale en cisaillement alternatif dans le rhéomètre
t_c [%]	Teneur en carbonate de calcium
t_h [%]	Teneur en humus
V_p [m/s]	Vitesse des ondes de compression
V_s [m/s]	Vitesse des ondes de cisaillement
w [%]	Teneur en eau
w_l [%]	Limite de liquidité
w_p [%]	Limite de plasticité
w_r [%]	Limite de retrait
w_{opt} [%]	Teneur en eau optimale

Chapitre 1

Mise en contexte du problème

1.1 Haïti : aperçu géographique

La République d'Haïti occupe le tiers occidental de l'île d'Haïti située dans la mer des Caraïbes, la partie orientale de l'île étant occupée par la République Dominicaine hispanophone (FIGURE 1.1).



FIGURE 1.1 – Localisation de l'île d'Haïti dans la mer des Caraïbes [1]

Sa superficie est $27\,750\text{ km}^2$ et sa population a été estimée en 2012 à 9 801 000 d'habitants [2], ce qui donne une densité moyenne de 353 hab/km^2 . Le créole haïtien et le français sont les deux langues officielles de la République selon la Constitution en vigueur [91]. Port-au-Prince, la capitale, compte aujourd'hui 2 143 000 habitants [2]. En 1950, la population de la capitale était estimée à 144 000 habitants. Les prévisions pour 2015 vont au-delà de 2 800 000 âmes [3]. Dans ces conditions et si rien n'est fait, les services sociaux de base déjà déficients (éducation, santé, eau potable, ...) ne répondront plus du tout aux besoins des habitants et les conditions environnementales déjà précaires seront encore plus insoutenables.

La République d'Haïti jouit d'un climat tropical. Les températures moyennes annuelles sont comprises entre 24 et 30°C. On distingue chaque année une alternance de deux périodes sèches et deux périodes de pluies. Les saisons de pluie correspondent généralement aux mois de mars-mai et aux mois d'août-novembre, mais la pluviométrie n'est pas uniforme sur tout le pays. En effet, l'île est balayée par des vents chargés d'humidité en provenance du Nord-Est (alizés ou nordés). Ces vents frappent perpendiculairement les chaînes de montagnes (orientation des chaînes de montagnes à la FIGURE 1.2) ce qui entraîne une pluviométrie plus importante dans les plaines et versants exposés au vent, tandis que les zones protégées sont moins bien mouillées [27]. Ainsi, on trouve des régions sèches à pluviométrie moyenne inférieure à $1\,100\text{ mm/an}$ et des zones plus humides à pluviométrie moyenne supérieure à $1\,400\text{ mm/an}$ selon des mesures citées dans un rapport de Holly [64] sur les problèmes environnementaux de la région métropolitaine de Port-au-Prince.

Le charbon de bois étant la principale source d'énergie dans les ménages haïtiens, sa coupe intensive a causé la disparition de la majeure partie de la végétation du pays, ce qui à terme, peut être néfaste pour l'environnement.

1.2 Haïti : aperçu géologique

Pour une meilleure compréhension de la suite de ce travail, il est très important de faire un rappel de la géologie du pays en général, mais aussi, de la géologie et de la sismicité de la région métropolitaine de

Port-au-Prince, zone qui est notre centre d'intérêt.

L'île d'Haïti est constituée par une série de chaînes anticlinales (les massifs), séparées par des dépressions synclinales (les plaines et plateaux). La direction dominante des axes de ces structures anticlinales et synclinales est NO-SE dans la partie nord du pays et E-O dans la presqu'île du sud. Ces structures sont régulièrement séparées par des failles longitudinales [40]. La carte en relief de la République d'Haïti est représentée par la FIGURE 1.2.



FIGURE 1.2 – Relief de la République d'Haïti [4]

Les plus anciennes formations géologiques d'Haïti dateraient du Crétacé (période géologique qui s'étend de 145,5 à 65,5 millions d'années) d'après un rapport conjoint du Bureau des Mines et de l'Énergie (BME) et du Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM) sur la synthèse géologique de la République d'Haïti [27]; en tout cas, c'est à partir de cette période (le Crétacé) qu'elle a pu être suivie avec le plus de précision selon Butterlin [40]. À Port-au-Prince et dans sa région métropolitaine, on rencontre quatre grandes unités lithologiques. Celles-ci sont représentées sur la carte géologique de Port-au-Prince au 1/25000^e

à la FIGURE 1.3. Les plus anciennes unités sont les calcaires de l'Éocène (E) qui composent les montagnes aux pieds desquelles se trouve la plaine du Cul-de-Sac. Ces matériaux qui sont à 90% composés de carbonate de calcium sont très fragiles et donc sujets à des déformations cassantes ce qui conduit au broyage de ces calcaires qui sont utilisés ensuite comme granulats à béton dans la plupart des constructions à Port-au-Prince.

Dans le Miocène (M), on rencontre des marnes et des sables de la formation de la rivière Grise. Ce sont des matériaux moins compétents que les calcaires éocènes dont il était question précédemment. Ces matériaux se rencontrent sur les berges de la rivière Grise (rivière en bleu sur la carte géologique). Dans d'autres secteurs, la zone de Pernier par exemple, les formations miocènes, qui sont pour l'essentiel des graves argileuses, peuvent être très friables et de loin moins compétentes que les calcaires éocènes. Elles sont moins pentues que les calcaires éocènes et donc plus sujettes à des glissements de terrain.

Les secteurs représentés en (P) sur la carte géologique regroupent les formations détritiques du Pliocène. La formation Morne Delmas qui caractérise cette unité lithologique occupe une bonne partie de la région métropolitaine de Port-au-Prince. Elle comprend des argiles brunâtres parfois gonflantes qui peuvent être le siège de glissements de terrain catastrophiques ou de désordres structurels (fissurations) dans des bâtiments d'habitation ou industriels.

Les formations les plus récentes sont du Quaternaire (Qal). Ce sont pratiquement tous les matériaux remplissant la plaine du Cul-de-Sac provenant de l'érosion des montagnes situées à proximité de celle-ci. L'épaisseur de ces dépôts est estimée à une centaine de mètres.

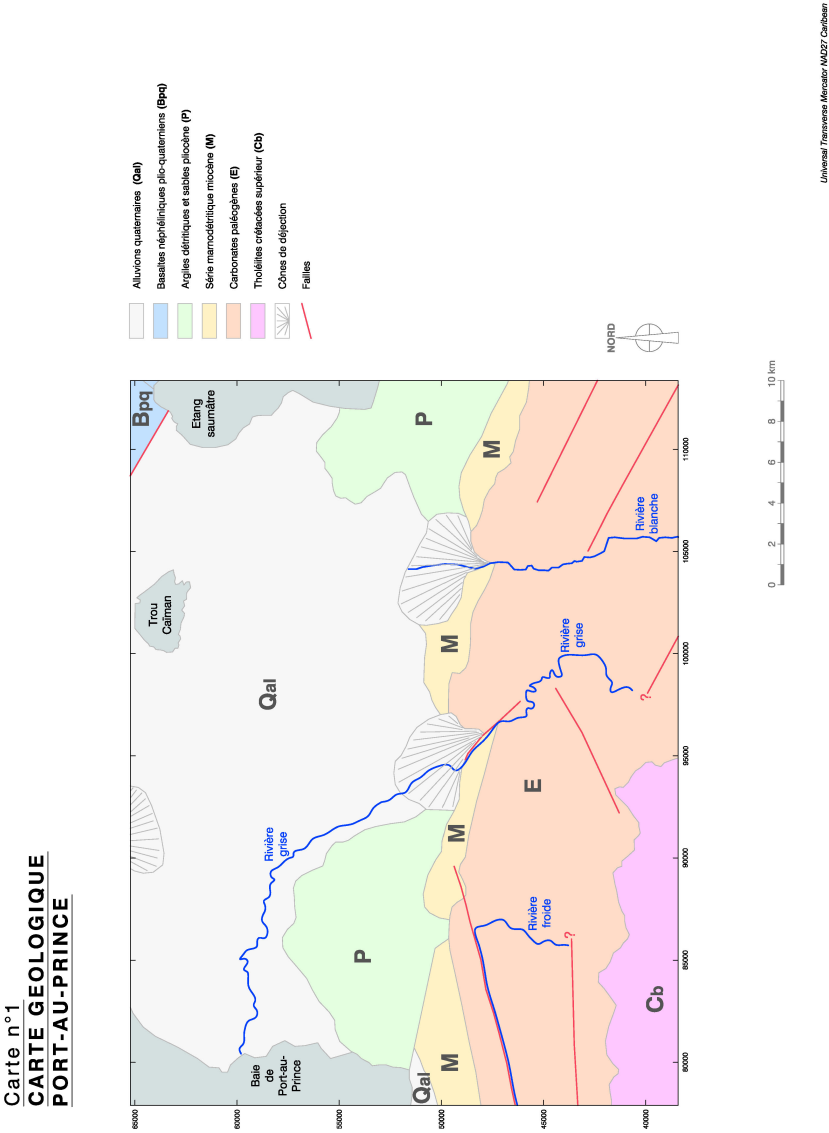


FIGURE 1.3 – Géologie de la zone de Port-au-Prince (Carte géologique d’Haïti au 1/25000^e redessinée) [33]

L'île est située sur la plaque Caraïbe, à la limite de la frontière avec la plaque nord-américaine (FIGURE 1.4). Le mouvement relatif de ces deux plaques est une translation horizontale, mais elle peut être localement de type convergent d'où un plissement à l'origine de la création des structures anticlinales et synclinales dont il est question au paragraphe précédent.

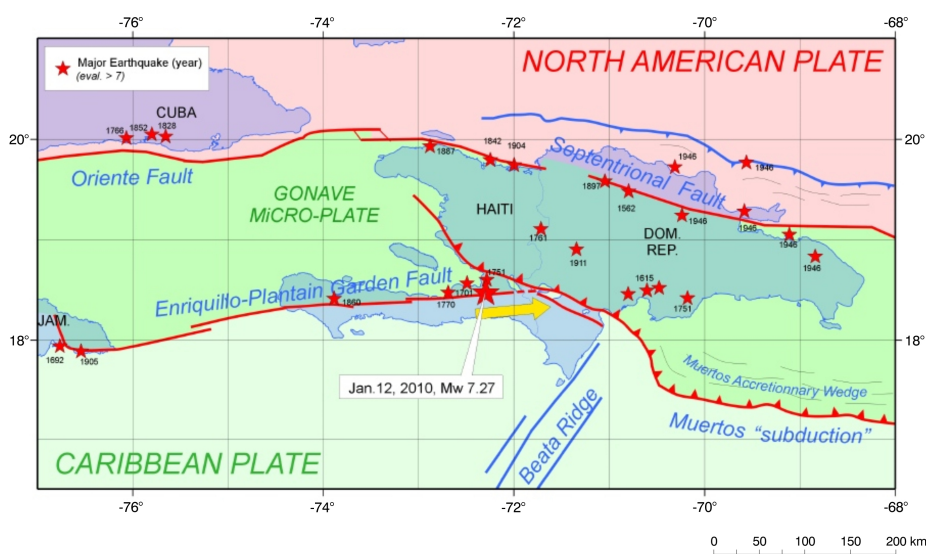


FIGURE 1.4 – Cadre tectonique de l'île d'Haïti [5]

La sismicité de la zone de Port-au-Prince est gouvernée par deux systèmes de failles majeurs (FIGURE 1.4). La première est la grande faille de la presqu'île du sud appelée faille Pétion-Ville/Tiburou ou faille Enriquillo/Plantain Garden. L'épicentre du tremblement de terre de magnitude 7,3 qui a en partie détruit Port-au-Prince se trouve sur la trajectoire de cette faille. Rappelons que ce séisme a fait environ 200 000 morts et près d'un million de sans-abris [98]. D'après les données de l'USGS [6], il se situe à 25 km à l'ouest de la capitale. Le tronçon de faille le plus proche de la ville n'ayant pas joué, le risque de séisme dévastateur à n'importe quel moment est donc important. L'autre système de failles dénommé "failles Transhaïtiennes" se situe au nord de Port-au-Prince. Son activité n'est pas bien connue.

Aucune activité volcanique n'a été signalée dans le pays depuis sa colonisation qui a débuté en 1492. Les appareils volcaniques en Haïti

sont localisés dans la région du nord, à Thomazeau et à La Vigie dans le centre du pays [7].

Comme mentionné ci-avant, Haïti, du fait de sa géologie fait face à des épisodes sismiques violents. Le dernier événement en date est le séisme du 12 janvier 2010. La ville ayant été en grande partie détruite, se pose alors la question de la reconstruction ...

1.3 Description de la problématique

Déjà avant le séisme, Port-au-Prince manquait cruellement d'infrastructures urbaines modernes (logements, hôpitaux, routes, ponts ...). Le 12 janvier 2010 a causé encore plus de problèmes à la ville, mais charrie aussi toute une cohorte d'opportunités pour construire et/ou reconstruire en mieux. Au stade de la conception du projet de (re)construction, deux paramètres sont connus au départ : le site sur lequel les ouvrages seront érigés et leur fonction. La fonction d'un ouvrage renseigne sur les charges qu'il est susceptible de transmettre au sol. La connaissance du site permet de connaître la nature du sol de fondation. Toutes ses informations permettent au concepteur d'adapter ces structures aux conditions du site pour une sécurité optimale de son ouvrage.

Dans le cadre de ce travail, nous nous intéresserons au sol d'une formation géologique dénommée formation géologique "Morne Delmas" qui constitue le substratum d'une grande partie de la région métropolitaine de Port-au-Prince. Plusieurs accidents liés à cette formation géologique ont été recensés ces dernières années. La FIGURE 1.5 illustre les dégâts causés par un glissement de terrain à Musseau en 2008.

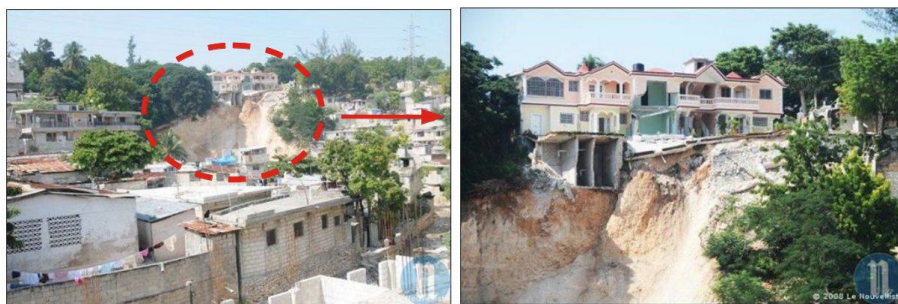


FIGURE 1.5 – Glissement de terrain à Musseau (photo Le Nouvelliste)

Les glissements de terrain à Delmas 32 en octobre 1989, à Djobel (Bourdon) en octobre 2003 [97] sont aussi des cas de glissements de terrain répertoriés dans la formation Morne Delmas.

Des cas de fissuration de bâtiments au parc industriel de la SONAPI (FIGURE 1.6) dans la zone de l'aéroport de Port-au-Prince sont aussi à signaler. Ces désordres sont les conséquences des mouvements de sol. En effet, dans ce dernier cas, des documents trouvés dans la littérature géotechnique ont montré que certaines fissures sur des bâtiments étaient symptomatiques de problèmes de gonflement ou de tassement différentiel de sol (FIGURE 1.7).



FIGURE 1.6 – Dégradations observées sur un bâtiment industriel à la SONAPI (photo prise par Kelly Guerrier avant le séisme du 12 janvier 2010)

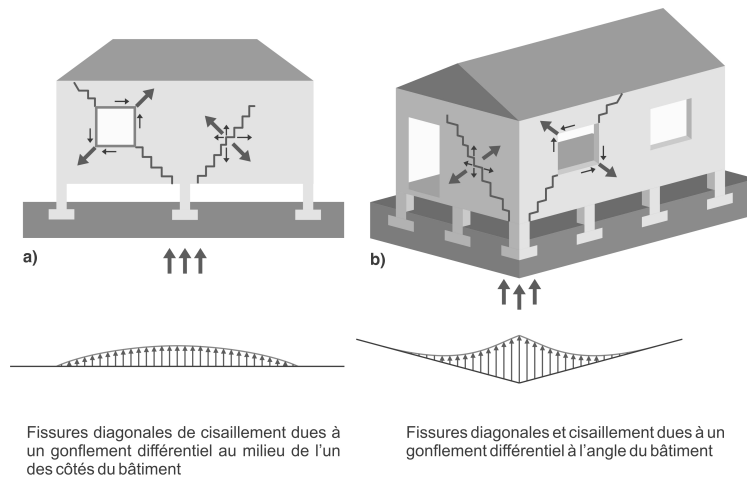


FIGURE 1.7 – Fissures provoquées par le gonflement différentiel [96]

Cette formation géologique n’a jamais fait l’objet de recherches approfondies qui permettraient de comprendre son comportement sous sollicitations. Certes, des essais sont couramment réalisés par le LNBTP¹ dans le cadre de travaux de construction à Port-au-Prince, mais ceux-ci se limitent à des essais classiques de mécanique des sols. Le **premier objectif** de ce travail sera donc d’apporter la preuve qu’il existe au sein de la formation Morne Delmas de l’argile gonflante et de caractériser ce gonflement. Pour ce faire, des essais seront conduits sur trois échantillons. Deux d’entre eux ont été prélevés à la SONAPI, dans la plaine et un autre au BME sur un relief à Delmas. La FIGURE 1.8 indique la localisation des sites de la SONAPI et du BME dans la formation géologique Morne Delmas.

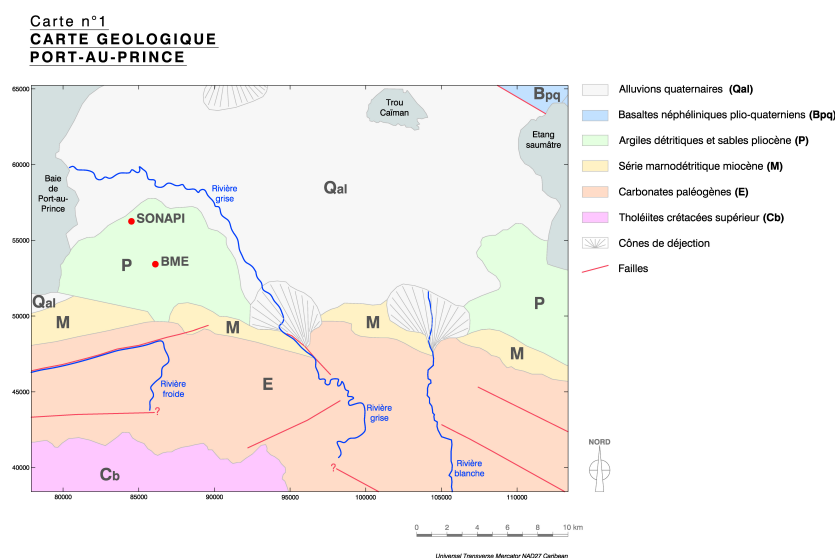


FIGURE 1.8 – Position des points de prélèvement des échantillons de sol (SONAPI et BME) [33]

Le séisme du 12 janvier 2010 a mis en évidence que si un ouvrage peut très bien se comporter en statique, ce n’est pas forcément le cas quand il est sollicité par des charges dynamiques accidentelles. En effet, lors d’un épisode sismique, les caractéristiques du sol de fondation peuvent se dégrader jusqu’à entraîner la ruine d’un ouvrage. L’une des

1. Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics

manifestations de cette dégradation est la liquéfaction des sols, phénomène au cours duquel, le sol sous sollicitation vibratoire se comporte comme un liquide. Dans certains cas, l'ouvrage peut garder son intégrité structurelle. La FIGURE 1.9 illustre un bâtiment à Léogâne qui a souffert du problème de la liquéfaction des sols pendant le séisme du 12 janvier 2010.



FIGURE 1.9 – Manifestation de la liquéfaction des sols à Léogâne [56]

Le **deuxième objectif** sera de caractériser le comportement du sol de Delmas sous sollicitation sinusoïdale. La discipline à laquelle il sera fait appel est la rhéologie. Elle permettra d'ajouter une dimension dynamique à l'étude du sol de Delmas en le considérant comme matériau viscoélastique thixotrope. L'attention sera focalisée sur l'étude de l'évolution du comportement mécanique de ce sol sous l'effet de vibrations en fonction de ses états de consistance par rapport aux limites d'Atterberg (état solide, état plastique) et de la fréquence des vibrations. En effet, quand un matériau est soumis à une contrainte, sa déformation présente deux aspects : un aspect élastique où la contrainte est proportionnelle à la déformation et un aspect visqueux où la contrainte est proportionnelle à la vitesse de la déformation. Ces deux comportements sont caractérisés par deux modules : G' qui est le module de conservation dans le cas du comportement élastique et G'' qui est le module de perte dans le cas du comportement visqueux [25]. La prépondérance de l'un de ces

modules par rapport à l'autre durant l'application d'une contrainte, indique si le matériau présente un comportement élastique ou plutôt un comportement visqueux.

La ville de Port-au-Prince, conçue à l'origine pour accueillir 250 000 personnes, a vu sa population augmenter de façon constante dans le temps pour franchir aujourd'hui la barre des 2 millions d'habitants. La conséquence en a été l'extension spontanée de la ville sur les terrains voisins sans aucune planification préalable et dans des conditions sanitaires précaires. L'absence de réseaux d'assainissement adéquats dans ces zones d'habitation, oblige les eaux usées à emprunter un réseau d'écoulement naturel tel que les ravines ou des canaux rudimentaires comme les rigoles en terre (FIGURE 1.10). Ces eaux, chargées de polluants de toute sorte : eaux de lessive, déchets organiques . . . , s'infiltrent dans le sol.



FIGURE 1.10 – Bidonvilles aux alentours de Port-au-Prince [64]

Des études réalisées au Brésil sur des sols tropicaux argileux ont montré, suite à l'effondrement de certaines habitations, que les sols argileux, humidifiés par des eaux usées domestiques avaient tendance à se densifier ; le matériau s'effondre sur lui-même (Rodrigues et al. [99]). La présence d'ions sodium (Na^+) dans les eaux usées (lessive, bain) était mise en cause. Des cas de modifications de propriétés mécaniques des sols argileux en Jordanie par contact avec des matières organiques ont aussi été étudiés par Malkawi et al. [79]. Dans ce dernier cas, l'ajout de matières organiques en grande quantité (plus de 15%) avait pour résultats de détacher les particules de sol les unes des autres, augmentant ainsi la surface spécifique de ce dernier et du même coup son taux de gonflement final. Le **troisième objectif** poursuivi par ce travail sera par conséquent de mettre en évidence les effets de la nature du fluide

interstitiel (eaux usées, ou solution saline) sur ses propriétés mécaniques des échantillons de sols prélevés à la SONAPI et au BME.

1.4 Bref état de la question

À cette étape du travail, il est important de recenser les différentes approches faites pour étudier le gonflement, la rhéologie des sols et l'impact de la composition de l'eau interstitielle sur ces propriétés. Cela permettra de fixer les idées sur ce qui a été déjà fait dans ces domaines et de mieux préciser ce que cette thèse apporte comme contribution originale dans l'étude des sols de ces points de vue.

Le problème du gonflement des sols retient beaucoup l'attention des ingénieurs et chercheurs en géotechnique actuellement par le fait que les nombreux dégâts résultant de ce phénomène coûtent beaucoup en réparation des ouvrages endommagés. Les méthodes qui ont toujours servi à étudier ce problème sont principalement les essais œdométriques (gonflement libre, pression de gonflement, ...). Une grande portion des documents constituant les références bibliographiques de cette thèse traite de l'étude du gonflement par ces méthodes de mesure directe relativement longues en termes de délai de réalisation. Certains chercheurs ont donc essayé de trouver un moyen d'étudier le gonflement au moyen de paramètres de mécanique des sols simples à déterminer à l'aide des essais d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg, essai au bleu de méthylène, teneur en carbonate de calcium, ...). C'est ainsi qu'il existe actuellement des relations permettant d'évaluer l'amplitude du gonflement des sols ainsi que les pressions de gonflement développées par ceux-ci. Des formules empiriques, des abaques et des tables de classification ont donc été mis au point pour évaluer les paramètres de gonflement (Deriche [51], Djedid et al. [53], Erguler et al. [57], Bekkouche et al. [31], Chiappone et al. [44], Meisina [88]). Ces méthodes seront présentées plus en détail dans le chapitre concernant le gonflement des sols.

Les techniques minéralogiques sont aussi utilisées pour connaître le potentiel de gonflement d'un sol argileux. Ainsi, la diffraction des rayons X permet de déterminer la présence de minéraux gonflants dans un échantillon de sol. Jusqu'à présent, aucune de ces mesures n'avait été effectuée sur le sol de la formation de Delmas. Cette thèse de doctorat

apportera les réponses à certaines questions non résolues jusqu'à présent sur les propriétés de gonflement du sol de la formation géologique du Morne Delmas.

L'une des techniques récentes utilisées actuellement dans l'étude du gonflement des sols est la microscopie électronique à balayage environnemental (MEBE). En gros, cette technique fonctionne suivant un principe semblable à la microscopie électronique à balayage (MEB conventionnel) avec un dispositif permettant l'humidification/séchage d'un échantillon de sol tel que prélevé sur le terrain. Le gonflement peut être ainsi observé dans le microscope en comparant les clichés pris durant tout le déroulement de l'essai (Maison [78], Verstraete [107], Montes [92]). Cette technique récente a donc été utilisée dans le cadre de l'étude des sols de la formation géologique Morne Delmas. Les essais se sont déroulés à l'INERIS en France.

L'un des points qui fait l'originalité de ce doctorat est l'étude de la rhéologie des sols. Cette science étudie l'écoulement des corps soumis à des contraintes de cisaillement. Elle est d'usage très commun dans l'industrie des polymères, mais très peu dans l'étude des sols. L'appareil utilisé dans ce cas est un rhéomètre. Il permet de soumettre le matériau à un cisaillement alternatif sous une fréquence ou une déformation donnée qui peut être fixée par l'opérateur. Ce procédé permettant d'étudier les caractéristiques de cisaillement a été utilisé par des chercheurs en Allemagne (Markgraf et al. [83], Ghezzehei et al. [60]) et sera utilisé dans le cadre de ce doctorat. Comme dans un essai triaxial, le sol est cisailé jusqu'à la rupture c'est-à-dire, au moment où la structure interne du matériau n'est plus apte à résister au cisaillement alternatif. Cette approche a été adoptée pour son originalité. Des travaux ont été réalisés à l'UCL sur la rhéologie du sol de la SONAPI entre 2009 et 2011 (Simon [102], Breysse [36]). Nous aurons la possibilité au cours de cette thèse de travailler à des fréquences de vibrations différentes (0,5 Hz, 1 Hz, 10 Hz), ce qui permettra de mettre en évidence des comportements du sol différents de ce qui a déjà été observé dans les travaux antérieurs à celui-ci.

La nature du fluide humidifiant les sols joue un rôle important sur les propriétés mécaniques de ceux-ci. Ainsi, des auteurs comme Rodrigues et al. [99] au Brésil ont conduit des travaux sur l'influence des eaux usées

domestiques sur les propriétés géotechniques de sols tropicaux suite à des effondrements constatés dans une région du sud-est du pays. En Jordanie, Malkawi et al. [79] ont démontré qu'un apport de matières organiques pouvait faire augmenter le potentiel de gonflement des sols argileux. D'autres études s'intéressent aux modifications des propriétés géotechniques lorsque le fluide interstitiel est une solution saline de NaCl ou KCl pouvant échanger des cations avec la fraction argileuse du sol (Du et al. [54], Abdullah et al. [26], Montes et al. [92]). En rhéologie des sols, les travaux dont nous avons connaissance ont étudié l'influence des sels de sodium et de potassium sur la déformation à la rupture de certains sols argileux (Markgraf [83]). Nous suivrons la même démarche pour faciliter l'interprétation des résultats obtenus.

1.5 Plan de la thèse

Il est maintenant possible, après ce survol de la façon dont seront abordés les thèmes qui constituent les objectifs de cette thèse, d'entrer dans le vif du sujet en présentant la démarche suivie pour la caractérisation des sols de la formation de Delmas et les résultats obtenus. Cette thèse est donc divisée en 7 chapitres.

Le chapitre 1 a présenté Haïti, la région qui intéresse le doctorat, le problème à étudier et un état de la question sur les différents thèmes à traiter.

Le chapitre 2 est consacré à la détermination des caractéristiques géotechniques permettant de classer les échantillons de sols qui serviront pour cette étude.

Les chapitres 3 et 4 traitent de l'étude du gonflement des sols prélevés à la SONAPI et au BME par les méthodes indirectes et directes. Les résultats obtenus sont présentés et commentés à la lumière de ceux trouvés par d'autres auteurs ayant travaillé sur cette question.

Le chapitre 5 présente l'approche rhéologique du comportement des sols étudiés. Les notions de base de la rhéologie sont présentées ainsi que les résultats obtenus pour les sols haïtiens. Des comparaisons de résultats seront effectuées avec des résultats trouvés par d'autres auteurs ayant déjà travaillé sur le sujet. Il est important de signaler que ce chapitre n'a pas pour objectif d'expliquer les conséquences d'un tremblement de

terre, mais d'étudier l'influence que peuvent avoir les caractéristiques du sol sur son comportement en cisaillement lors de sollicitations cycliques.

Le chapitre 6 est consacré à l'effet de la nature de l'eau interstitielle respectivement sur les propriétés mécaniques (principalement le gonflement) et sur les propriétés rhéologiques des sols étudiés. Ce chapitre a pour but d'attirer l'attention sur le fait que des résultats trouvés dans le cadre d'études plus exhaustives de la formation de Delmas ne peuvent pas toujours être extrapolés à des sites où des situations de pollution par les eaux usées existent ou ont existé.

Les chapitres 2 à 6 débiteront par une étude bibliographique détaillée en fonction du sujet traité par le chapitre. Les résultats obtenus dans le cas des sols étudiés seront présentés suivis d'interprétation et de comparaison avec les résultats obtenus par d'autres auteurs. Une conclusion intermédiaire clôturera chaque chapitre.

Le chapitre 7 conclut le travail. Il reprend les différents résultats trouvés et propose des perspectives pour des recherches futures non seulement dans le cadre de la formation Morne Delmas, mais aussi pour des travaux sur la rhéologie des sols en général.

Chapitre 2

Classification géotechnique des sols étudiés

2.1 Introduction

Le premier travail auquel nous allons nous adonner est la classification géotechnique des échantillons de sol qui vont être utilisés pour cette recherche. Cela se fera à l'aide de leurs propriétés physiques déterminées par des essais classiques de mécanique des sols. Cette démarche est extrêmement importante car c'est d'elle que dépendra l'orientation de la suite du travail. Ces paramètres connus, il sera possible de faire une classification géotechnique des échantillons de sol par certaines méthodes précisées un peu plus loin dans ce chapitre.

Trois échantillons de sol seront utilisés pour les essais en laboratoire. Deux d'entre eux proviennent du Parc Industriel de la SONAPI (Société Nationale des Parcs Industriels). Rappelons que ce site accueille une cinquantaine de hangars qui abritent des activités de sous-traitance dans le domaine du textile. Les lieux de prélèvement sont distants de 500 m. La FIGURE 2.1 donne un plan de situation des points de prélèvement à la SONAPI. Le troisième échantillon a été prélevé au Bureau des Mines et de l'Énergie (BME) situé sur une colline à Delmas 33 (voir FIGURE 2.2). Pour faciliter la lecture, ces sols seront dénommés SONAPI-09 et SONAPI-10 pour les deux échantillons prélevés à la SONAPI, BME-11 pour l'échantillon prélevé au BME.



FIGURE 2.1 – Localisation des échantillons de la SONAPI [1]



FIGURE 2.2 – Localisation de l'échantillon du BME [1]

Ces trois échantillons (FIGURE 2.3) ont été respectivement prélevés au mois de janvier 2009, décembre 2010 et décembre 2011 au fond de puits de 2 *m* de profondeur creusés manuellement. Les essais ont été réalisés dans le laboratoire des essais mécaniques, structures et génie civil (LEMSC) de l’Institute of Mechanics, Materials and Civil engineering (IMMC) à l’Université catholique de Louvain en Belgique. Ils ont été transportés dans des récipients hermétiquement clos, ce qui a garanti la conservation de la teneur en eau naturelle. Une quantité de 20 *kg* a été prélevée dans le cas des échantillons de la SONAPI et 10 *kg* dans le cas du BME.



FIGURE 2.3 – Photo des échantillons de sols

2.2 Propriétés physiques

Les essais de détermination des propriétés physiques seront réalisés en suivant des normes qui seront indiquées pour chaque essai. Les détails spécifiques sur le mode opératoire ne figureront pas dans ce texte. Le lecteur pourra se référer aux normes en question en cas de besoin. Cependant, les principes généraux des essais seront succinctement expliqués avant la présentation des résultats.

2.2.1 Teneur en eau, en carbonate de calcium et en matières organiques

La teneur eau du sol, w [%], est le pourcentage d’eau par rapport au poids du sol sec. Au début de l’essai, le sol est pesé puis mis à l’étuve à $105^{\circ}C$. Il est ensuite pesé à sa sortie de l’étuve, ce qui permet de connaître le poids de l’eau qui s’est évaporée. Cet essai est réalisé suivant la norme NF P 94-050 [19]. Les pesées sont effectuées avec une

incertitude de 1/1000 par rapport à la masse de matériau comme il est prescrit dans la norme.

Les résultats obtenus sont de 25,0% pour SONAPI-09 et 23,4% pour SONAPI-10. La teneur en eau naturelle de BME-11 n'a pas été déterminée. Selon une étude géotechnique [23] réalisée par le LNBTP à la SONAPI, les teneurs en eau naturelle des sols de ce site, à environ 2 m de profondeur, sont comprises entre 21% et 22%. Ce sont des valeurs voisines de celles obtenues pour les sols SONAPI-09 et SONAPI-10. Nous en concluons donc que la teneur en eau mesurée au laboratoire de l'UCL est fiable et qu'il n'y a pas eu d'évaporation significative pendant le transport des échantillons.

L'essai de teneur en carbonate de calcium, t_c [%], a pour objectif de déterminer la quantité de carbonate de calcium $CaCO_3$ présente dans le matériau en évaluant la quantité de matière dissoute par l'acide chlorhydrique en pesant le sol avant et après contact avec l'acide. Les détails sur la procédure à suivre pour cet essai sont précisés dans la norme NBN 589-209 [14]. Dans le cadre de ce travail, la quantité d'acide pour la réalisation de l'essai a été adaptée de façon à éliminer la totalité des carbonates présents dans le sol [72].

On a, après réalisation des essais, des résultats très différents. L'échantillon de sol SONAPI-09 contient 57,2% de $CaCO_3$, 39,0% dans le cas de SONAPI-10 et de 76,2% pour BME-11. Le pourcentage de $CaCO_3$ contenu dans ces trois échantillons de sol est très important. De tels pourcentages de $CaCO_3$ sont caractéristiques de sols marneux ce qui concorde avec les informations de la carte géologique d'Haïti [37] (voir Section 1.2) qui indique la présence de marne dans la formation de Delmas. Après analyse granulométrique des trois échantillons, une fois le pourcentage d'argile déterminé, nous pourrions en dire plus sur la nature marneuse de ces trois sols. Il est entendu qu'une marne est un sol composé de carbonates et de minéraux argileux dans des proportions variant entre 35% et 65% [70]. Les essais de granulométrie et de limites d'Atterberg permettront de préciser la classification un peu plus tard.

Les deux échantillons prélevés à la SONAPI étant distants d'à peu près 500 m, il est possible que la différence entre leur teneur en carbonate soit due à l'histoire des dépôts, à l'hétérogénéité de cette formation géologique. Concernant la teneur de 76,2% en carbonate de calcium pour

le sol BME-11, aucune explication particulière ne s'impose. Nous pensons que c'est juste une teneur en $CaCO_3$ supérieure à celle des deux autres échantillons, ce qui indique une hétérogénéité de la marne de la formation de Delmas sur ce point.

Pour la réalisation de l'essai de teneur en humus (aussi appelé teneur en matières organiques), t_h [%], l'échantillon de sol est attaqué à l'eau oxygénée H_2O_2 . On calcule ensuite la quantité pondérale de particules oxydées par le peroxyde d'hydrogène par pesée avant et après l'ajout de l'eau oxygénée. La norme NBN 589-207 [13] a été suivie pour la réalisation de cet essai.

Les valeurs obtenues pour les teneurs en humus sont assez faibles : 0,2% pour SONAPI-09 et 0,4% pour SONAPI-10. À moins de 3% de teneur en matières organiques, un sol ne peut être considéré comme organique [87]. La teneur en matières organiques du SONAPI-10, légèrement plus élevée, est vraisemblablement due aux végétaux présents sur ce site au moment de la prise des échantillons. Cette caractéristique n'a pas été déterminée pour le sol BME-11.

Les résultats obtenus pour ces essais sur les trois échantillons de sol figurent dans le tableau suivant (TABLE 2.1).

échantillon	w [%]	t_h [%]	t_c [%]
SONAPI-09	25,0	0,2	57,2
SONAPI-10	23,4	0,4	39,0
BME-11	-	-	76,2

TABLE 2.1 – Teneur en eau : w , teneur carbonate de calcium : t_c et teneur humus : t_h des échantillons de sol testés

2.2.2 Granulométrie

L'analyse granulométrique permet de connaître la répartition des grains en fonction de leur taille [69]. C'est un essai très important dans la classification des sols. Cette analyse peut contenir deux phases : le tamisage pour les particules de taille supérieure à 0,063 mm et la sédimentométrie pour la fraction fine. La sédimentométrie est basée sur la vitesse de chute des corps solides en suspension dans un liquide que définit la loi de Stokes. Le tamisage est réalisé avec une succession de tamis.

Les grains non passants par les différents tamis sont pesés et reportés sur un graphique représentant le pourcentage passant en fonction de la taille des particules. Les résultats obtenus pour la sédimentométrie sont aussi placés sur le graphique. On obtient ainsi la courbe granulométrique.

L'analyse granulométrique a été réalisée pour les trois échantillons (SONAPI-09, SONAPI-10, BME-11) par tamisage et par sédimentométrie suivant la norme NBN CEN ISO/TS 17892-4 [20]. Les résultats obtenus sont illustrés par les courbes granulométriques de la FIGURE 2.4. La TABLE 2.2 résume la distribution des grains de sol en fonction de leur taille selon les normes britanniques et du MIT (citées par Kovacs et al. [69]) étant donné que la norme utilisée pour cet essai ne donne aucune dénomination pour les différentes fractions du sol. La TABLE 2.3 reprend les valeurs correspondant à la courbe granulométrique.

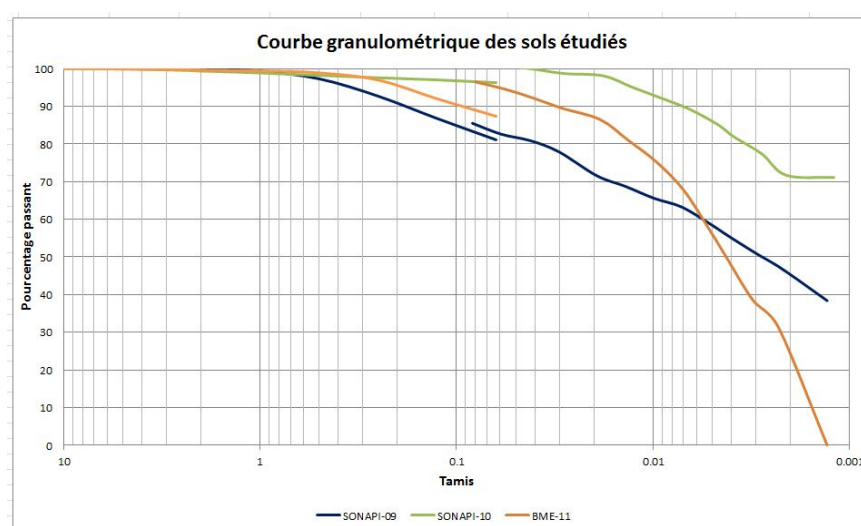


FIGURE 2.4 – Courbe granulométrique des échantillons utilisés

Pour les éléments de taille supérieure à $0,5\text{ mm}$, les trois courbes granulométriques coïncident. Elles se séparent ensuite et la courbe granulométrique du sol SONAPI-10 reste au-dessus de celle de l'échantillon SONAPI-09. Cela traduit que l'échantillon SONAPI-10 contient plus d'éléments fins que l'échantillon SONAPI-09. Le pourcentage d'argile (éléments de taille inférieure à $2\text{ }\mu\text{m}$ [44] [69]) contenu dans ces trois échantillons de sol est de : 45% pour SONAPI-09, 71% pour SONAPI-10

Dénomination	Diamètres limites
Argiles	$d_P < 2\mu m$
Silts	$2\mu m < d_P < 60\mu m$
Sables fins	$60\mu m < d_P < 200\mu m$
Sables grossiers/moyens	$200\mu m < d_P < 2mm$
Graviers/Cailloux	$2mm < d_P < 200mm$

TABLE 2.2 – Dénomination des sols en fonction des fractions granulométriques [69]

Dénomination	SONAPI-09	SONAPI-10	BME-11
Argiles	45%	71%	30%
Silts	36%	26%	57%
Sables fins	10%	1%	10%
Sables grossiers/moyens	9%	2%	3%
Graviers/Cailloux	0%	0%	0%

TABLE 2.3 – Fractions granulométriques des sols étudiés

et 30% pour BME-11. Nous pensons dans ce cas aussi que l'hétérogénéité de la formation de Delmas est responsable de la différence entre la granulométrie des deux échantillons de sol de la SONAPI situés à environ 500 m de distance. L'échantillon BME-11 contient moins d'éléments argileux que les deux autres, ce qui peut se comprendre du fait de son taux élevé de carbonate de calcium qui peut servir de liant entre les particules de sol. Nous verrons cela un peu plus loin.

Les particules de moins de 0,1 mm de diamètre représentent plus de 80% du passant dans le cas des trois matériaux. Cela implique que les limites d'Atterberg sont indispensables à la classification des sols [62].

2.2.3 Poids spécifique des grains solides

Le poids spécifique des grains solides, γ_s , s'exprime par le rapport de la masse de l'échantillon de sol sec au volume de matière. Elle se mesure généralement au pycnomètre. La norme française NF P 94-059 [16] a été utilisée pour la réalisation de ces essais et peut être consultée pour plus de détails sur le mode opératoire de cet essai.

Les poids spécifiques obtenus sont de $\gamma_s = 26,7kN/m^3$ dans le cas de SONAPI-09, $\gamma_s = 26,5kN/m^3$ pour SONAPI-10 et $\gamma_s = 26,6kN/m^3$ pour BME-11. Le poids spécifique des marnes vaut en moyenne $26kN/m^3$ d'après certains résultats retrouvés dans la littérature géotechnique (Lamas [70], Boutonnier [35]).

2.2.4 Limites d'Atterberg

Les propriétés mécaniques des argiles dépendent de leur degré d'humidification. Atterberg distingue quatre états successifs avec trois valeurs de teneur en eau (FIGURE 2.5). Pour les faibles teneurs en eau, l'état solide avec retrait est caractérisé par la variation de volume du sol au séchage. Ceci est différent de l'état solide sans retrait. La teneur en eau définissant la frontière entre ces deux états est la limite de retrait w_r . On a ensuite la limite de plasticité w_p et la zone de comportement plastique. Le sol est très déformable, mais se tient naturellement et présente quand même une résistance au cisaillement. Dès que la limite de liquidité w_l est dépassée, le sol se comporte comme un liquide et est dépourvu de toute résistance au cisaillement [108].

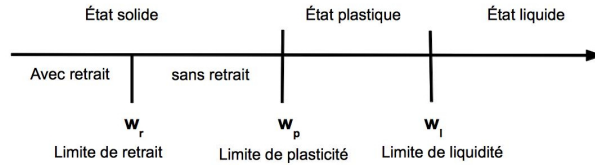


FIGURE 2.5 – Limites d'Atterberg [49]

La limite de retrait w_r , la limite de plasticité w_p et la limite de liquidité w_l sont les teneurs en eau qui correspondent aux limites qui séparent les différents états définis précédemment. Ces limites, déterminées à l'aide de tests normalisés, nous permettent de définir l'indice de plasticité I_p (équation 2.1) et l'indice de liquidité I_l (équation 2.2) :

$$I_p = w_l - w_p \quad (2.1)$$

$$I_l = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (2.2)$$

En résumé, on peut définir les limites d’Atterberg comme étant la capacité du sol à absorber l’eau tout en conservant un comportement physique donné. Un sol organique par exemple, présente des I_p faibles et des I_l élevés. Les limites d’Atterberg renseignent aussi sur l’attraction entre les différentes particules. Les prescriptions de la norme française NF P 94-051 [17] ont été suivies pour la réalisation des limites d’Atterberg dans le cadre de ces travaux. Les résultats obtenus pour les limites d’Atterberg pratiquées sur les échantillons de sol utilisés pour ce travail figurent dans la TABLE 2.4.

échantillon	w_l	w_p	w_r	I_l	I_p	I_r
SONAPI-09	47,6	28,6	15,3	-0,2	19,0	32,3
SONAPI-10	68,0	27,5	12,1	-0,1	40,5	55,9
BME-11	38,0	23,5	-	-	14,5	-

TABLE 2.4 – Limites d’Atterberg des sols étudiés

Les trois échantillons de sol présentent des valeurs différentes pour les limites d’Atterberg. Ceci peut être dû à plusieurs facteurs. Ainsi, l’augmentation du pourcentage de particules fines (argiles et limons) provoque une augmentation des limites de plasticité et de liquidité [46]. L’augmentation du pourcentage de carbonate de calcium a aussi des conséquences importantes sur les limites d’Atterberg. Les ions calcium combinés aux minéraux argileux ou adsorbés par ces derniers améliorent la maniabilité du matériau c’est-à-dire augmentent la limite de plasticité de l’argile et diminuent sa limite de liquidité [70] [32]. Ces assertions ne sont pas généralisables à la formation de Delmas en raison du fait qu’elles ont été développées dans le cadre de travaux sur d’autres sols.

Il est important de signaler que l’ I_l de ces échantillons a une valeur proche de zéro. Cela traduit le fait qu’en place, le sol se comporte comme un solide [69].

Étant donné le pourcentage de particules de dimension inférieure à $2 \mu m$ et les indices de plasticité (I_p) obtenus pour ces échantillons, on peut supposer qu’ils sont à caractère limoneux ou argileux [62]. Cela sera bien entendu précisé de manière plus formelle avec la classification géotechnique de ces échantillons.

2.3 Classification

La combinaison de paramètres physiques présentés jusqu'ici nous permettra de réaliser la classification géotechnique du sol. La classification n'est pas catégorique. Plusieurs méthodes existent dans la littérature géotechnique pour ce genre d'exercice avec des dénominations sensiblement différentes. Dans l'article de Lamas [70], sont qualifiés de marnes, les sols composés d'argile et de carbonate dans des proportions variant entre 35 et 65% ; ce qui est le cas des sols utilisés pour cette étude. Certaines classifications font une différence entre les différents types de marnes en tenant compte de la teneur en carbonates. Suivant la classification de la FIGURE 2.6, le sol SONAPI-09 serait une marne, SONAPI-10 serait une marne argileuse et le sol BME-11 une marne calcaire. Calember [42] de l'Université de Liège en Belgique utilise les mêmes dénominations pour ce type de sol.

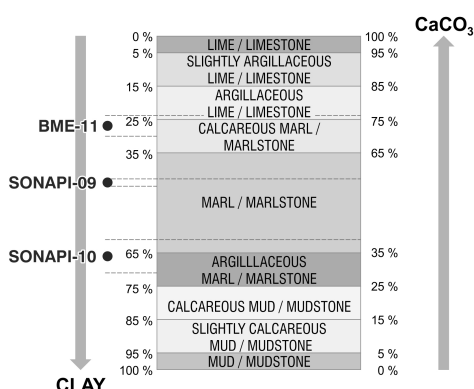


FIGURE 2.6 – Types de marnes selon rapport argile/carbonate [50]

La seconde classification qui sera utilisée est celle de Casagrande. C'est la classification la plus utilisée dans la littérature géotechnique avec parfois des dénominations quelque peu différentes [38]. Elle se base sur la consistance des matériaux (plasticité par exemple), on comprend donc que c'est la plus adéquate quand il est question de sols argileux comme dans le cas des matériaux utilisés dans le cadre de cette thèse. Elle se résume en un diagramme en 7 partitions avec en abscisse la limite de liquidité et en ordonnée l'indice de plasticité (FIGURE 2.7). À chaque section du diagramme correspondent une dénomination et des

caractéristiques mécaniques définies [9]. Ainsi, au-dessus de la "ligne A", en gris pâle, on rencontre toutes les argiles allant de "peu plastiques" à "très plastiques". En dessous de la "ligne A", en gris foncé, on retrouve les limons répartis, en fonction de la limite de liquidité en limons peu, moyennement ou fortement compressibles. Tous les sols dont la limite de liquidité est inférieure à 20 et l'indice de plasticité inférieure à 10 sont considérés comme des sols sans cohésion et n'obéissent pas aux considérations ci-avant.

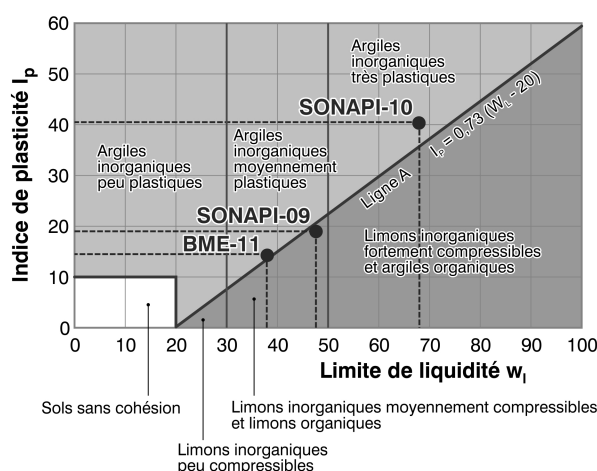


FIGURE 2.7 – Classification SONAPI-09, SONAPI-10 et BME-11 selon le diagramme de Casagrande [9] [47]

Ainsi donc, les sols SONAPI-09 et BME-11 seraient des limons inorganiques moyennement compressibles et le sol SONAPI-10, une argile inorganique très plastique. Il est important de noter l'étroite proximité des sols SONAPI-09 avec la "ligne A". On peut imaginer que sans le taux élevé de carbonate décelé dans cet échantillon, il pourrait être de l'autre côté de la ligne et se situer dans la même section du diagramme que SONAPI-10 et BME-11. Il serait donc intéressant d'incorporer le paramètre de la teneur en carbonate dans l'identification.

2.4 Activité des argiles contenues dans les sols étudiés

Le coefficient d'activité A_c d'une argile définit par Skempton [69] est le rapport de l'indice de plasticité I_p sur le pourcentage d'éléments dont la taille est inférieure à $2\mu m$. La détermination de la valeur de ce paramètre permet d'avoir une idée assez juste du type de minéraux argileux contenus dans le sol en question et donc, de prévoir le caractère gonflant d'un sol. Ce dernier point sera détaillé au Chapitre 3. La TABLE 2.5 reprend la valeur des coefficients d'activité des sols étudiés.

	I_p	% $< 2\mu m$	Activité
SONAPI-09	19,0	45	0,4
SONAPI-10	40,5	71	0,6
BME-11	14,5	30	0,5

TABLE 2.5 – Coefficient d'activité des sols étudiés

D'après Skempton, les argiles contenues dans les sols de la SONAPI et du BME seraient inactives ($A_c < 0,75$).

2.5 Conclusion

Les essais classiques de mécanique de sols ont permis d'identifier les échantillons SONAPI-09, SONAPI-10 et BME-11 prélevés à la SONAPI et au BME. Ce sont des sols fins ne contenant quasiment pas de matières organiques, soit : 0,2% dans le cas de SONAPI-09 et 0,4% dans le cas de SONAPI-10. Le pourcentage en masse d'argile granulométrique ($\% < 2\mu m$) est égal à 45% pour SONAPI-09, 71% pour SONAPI-10 et 30% pour BME-11. Les teneurs en $CaCo_3$ de ces sols sont assez importantes : 57,2% pour SONAPI-09, 39,0% pour SONAPI-10 et 76,2% pour BME-11. Ces différences témoignent de l'hétérogénéité du sol de la formation Morne Delmas. Les indices de plasticité : $I_p = 19,0$ pour SONAPI-09, $I_p = 40,5$ pour SONAPI-10 et $I_p = 14,5$ pour BME-11 ont permis de montrer que ces sols étaient pourvus d'une plasticité non négligeable. Les limites de liquidité valent respectivement 47,6 et 68,0 pour les échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10, et 38,0 dans le cas du

sol BME-11 (TABLE 2.4).

Deux méthodes ont été retenues pour classier les trois échantillons de sol utilisés dans le cadre de cette thèse. La première tient compte du pourcentage d'argile et de carbonate contenu dans le sol. Selon elle, le sol SONAPI-09 est une marne, SONAPI-10 est une marne argileuse et BME-11 est une marne calcaire. La seconde classification utilise le diagramme de plasticité de Casagrande. En fonction de leurs limites de consistance (I_p et I_l), SONAPI-09 et BME-11 ont été classifiés comme étant des limons organiques moyennement compressibles et SONAPI-10 comme une argile inorganique très plastique.

Nous pensons, comme certains auteurs ayant travaillé sur le sujet, que la teneur en chaux a une grande influence sur les limites d'Atterberg. Il serait très important de tenir compte de ce paramètre dans la classification pour les prochaines caractérisations d'échantillons de la formation de Delmas. Les protocoles de cette recherche restent à définir.

Étant donné le caractère argileux des échantillons de sol et les valeurs de I_p obtenues, il est très important de déterminer la nature des minéraux argileux contenus dans ce matériau de façon à tirer des conclusions claires sur caractère potentiellement gonflant du sol de Delmas. Ce sera l'objet du prochain chapitre.

2.6 À retenir

1. Échantillons testés : SONAPI-09, SONAPI-10 et BME-11 (voir FIGURE 1.8, FIGURE 2.1 et FIGURE 2.2 pour positionnement).
2. Ce sont des sols marneux (FIGURE 2.6) de plasticité non négligeable.
3. Ces sols sont classifiés selon le diagramme de Casagrande (voir FIGURE 2.7) dans la catégorie des limons inorganiques fortement compressibles (SONAPI-09), des argiles inorganiques très plastiques (SONAPI-10) et des argiles inorganiques peu plastiques (BME-11).

Chapitre 3

Le gonflement des sols : mesures indirectes

3.1 Introduction

Nous avons vu à la fin du chapitre précédent que les échantillons utilisés sont des sols argileux. Leur I_p nous renseigne sur leur plasticité. Nous pouvons donc affirmer que l'argile présente dans le sol, n'est pas uniquement de l'argile granulométrique (passant à $2\mu m$) du point de vue de la mécanique des sols. Il existe dans ce sol de l'argile minéralogique aussi. La connaissance de la nature des minéraux argileux permet de préciser le caractère gonflant de l'argile en question.

Les argiles plastiques sont en général caractérisées par un gonflement/retrait suivant la variation de leur teneur en eau ce qui peut provoquer des dommages aux fondations et aux structures des bâtiments. Les structures les plus vulnérables sont les structures légères qui ne peuvent opposer une pression sur le sol capable de contrecarrer les pressions de gonflement en dessous du bâtiment [57].

Les désordres liés au gonflement/tassement des sols qui frappent les structures sont parfois très spectaculaires, mais ne mettent pas, à proprement parler, en danger la vie des occupants de celles-ci (cas des bâtiments de la SONAPI par exemple) [52]. Cependant, ces désordres qui se manifestent par des fissures qui lézardent les structures ont un impact visuel et psychologique non négligeable. En effet, ce n'est guère rassurant de fonctionner dans un bâtiment fissuré de partout (voir les illustrations

de la FIGURE 3.1). Les différents témoignages qui nous sont parvenus durant la réalisation des travaux à la SONAPI prouvent que les centaines de manufacturiers du parc industriel ne travaillent pas, dans les hangars, en toute quiétude d'esprit. La seconde préoccupation est esthétique. Un bâtiment couvert de lézardes n'est pas très beau à regarder. La troisième préoccupation est une conséquence directe de la deuxième : il faut régulièrement entretenir, réparer, . . . et cela a un coût élevé si on se réfère aux expériences d'autres pays sur la même question. Aux USA, on a estimé à 2,25 milliards de dollars le coût des dégâts liés au problème de gonflement des sols [52]. En France, les indemnisations pour cause de catastrophes dues au problème de gonflement des sols ont été évaluées à 3 milliards d'euros entre 1969 et 2003 [52]. D'autres pays comme la Turquie, l'Algérie et l'Arabie Saoudite qui font face à ce même type de problème ne donnent pas d'estimations chiffrées pour l'évaluation des dégâts liés au gonflement des sols, mais estiment qu'ils sont énormes du fait que ces problèmes frappent les structures légères (résidences par exemple) construites en grand nombre dans des agglomérations spontanées [57] [52] [94]. Pour information, la superficie couverte par les sols gonflants dans le Royaume d'Arabie Saoudite est estimée à 800 000 km^2 , ce qui représente un peu plus du tiers de la superficie du pays [26].



FIGURE 3.1 – Types de dégâts observés sur les bâtiments de la SONAPI

3.2 Observations sur les structures de la SONAPI

La topographie du site de la SONAPI est plane et très régulière ce qui complique les problèmes de drainage après chaque pluie. Il rassemble

une cinquantaine de hangars industriels de 80 m de longueur sur 35 m de largeur abritant des activités de sous-traitance en textile principalement. Des voies en béton ont été aménagées entre les bâtiments pour permettre la circulation de véhicules de service ou de livraison sur le site.

Des dégradations diverses sont observées sur les voies entre les hangars. Un réseau de fissures longitudinales et transversales lézarde la surface du revêtement en béton. Ces dégradations peuvent résulter de causes différentes : portance insuffisante de la dalle de la chaussée, mauvaise qualité et mauvais traitement du béton, fatigue de la chaussée sous l'effet des contraintes dues au passage des véhicules, retrait/gonflement du sous-sol [73]...



FIGURE 3.2 – Réseau de fissures sur les voies de circulation de la SONAPI

Nous pensons que, dans le cas de la SONAPI, le retrait/gonflement des sols est la cause principale de ces dégradations. La photo de la FIGURE 3.2 a été prise sur un tronçon où la circulation de véhicules n'est pas très dense et pourtant, les dégradations sont telles que la chaussée devra être entretenue dans le plus bref délai au risque d'être complètement hors d'usage.

Sur la FIGURE 3.3, les hangars sont pointés en rouge, jaune ou vert suivant que le niveau d'endommagement constaté en 2008 soit sévère, plus ou moins important ou léger. Ce sont de vastes espaces entre 4 murs de blocs recouverts d'une structure légère en tôle. Il n'existe aucun mur de séparation à l'intérieur de ces espaces. Le bâtiment 6, auprès duquel a été prélevé l'échantillon SONAPI-09, a été le plus sévèrement endommagé et les paragraphes qui vont suivre feront une description des fissures de ce hangar.

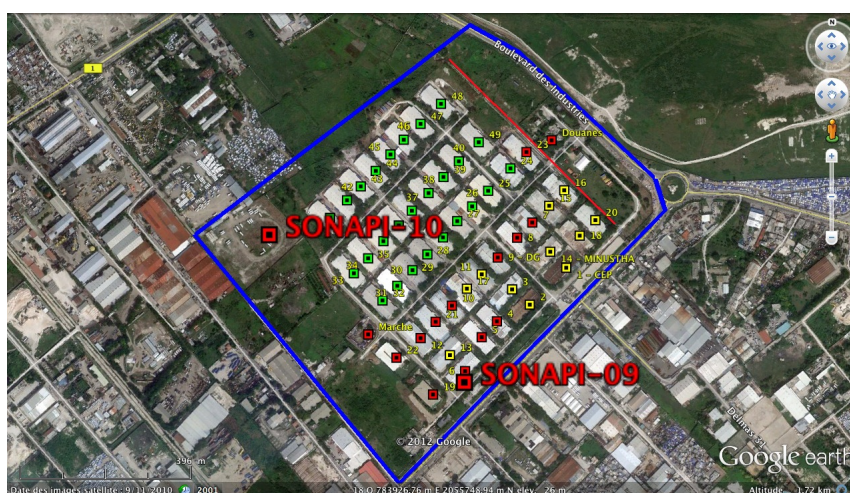


FIGURE 3.3 – Localisation des prélèvements à la SONAPI [10]

Des fissures tant longitudinales que transversales sont constatées sur tous les murs de ce bâtiment. Des fissures diagonales partent des angles des fenêtres et des portes du bâtiment, détruisent les fenêtres en verre et le prolongement de ces fissures coupe littéralement les colonnes du bâtiment. La FIGURE 3.1 permet de visualiser ce type de désordre à la SONAPI.

Dans son guide de construction économique sur sols gonflants, le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM) [96] a présenté des croquis (voir FIGURE 1.7) faisant correspondre un type de fissures sur un bâtiment à une situation de gonflement ou de tassement en fonction du type de fondations de l'ouvrage. Ainsi, les fissures diagonales et horizontales sont des fissures de cisaillement dues au tassement/gonflement alternatif. Si ce cycle se répète plusieurs fois et que l'amplitude du tas-

sement est de plusieurs centimètres, cela peut conduire la partie du bâtiment en dessous de laquelle a lieu le cycle de tassement/gonflement à la ruine.

Le revêtement du sol de ce bâtiment est lui aussi très fissuré comme on le voit sur la FIGURE 3.4 à l'image des voies de circulation. Ce bâtiment a fait l'objet de plusieurs réparations avant 2009, mais à chaque fois, les fissures réapparaissent aux mêmes endroits d'après les témoignages de travailleurs sur le site de la SONAPI. Un cas similaire est traité par Ozer et al. en Turquie [94]. Les dégâts sont tout aussi spectaculaires (FIGURE 3.5) que dans le cas de la SONAPI en Haïti.



FIGURE 3.4 – Fissures sur le parquet du hangar 6 de la SONAPI

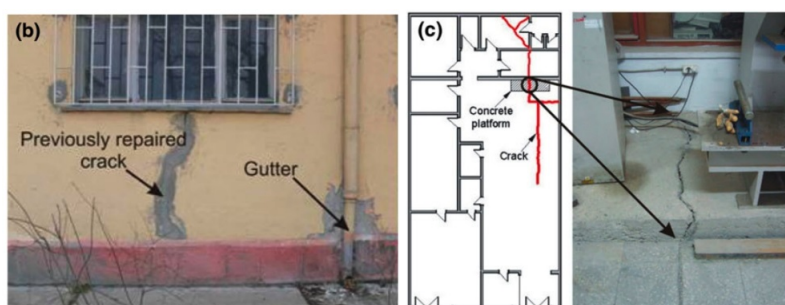


FIGURE 3.5 – Fissures dans un laboratoire en Turquie dues au gonflement des sols [94]

Ce chapitre traite en premier lieu de la minéralogie des argiles. Ensuite, le gonflement des sols y sera abordé ainsi que les méthodes simples de caractérisation très utiles en génie civil. Pour conclure ce chapitre, une méthode de caractérisation du gonflement à l'aide du microscope électronique à balayage environnemental (MEBE) sera présentée.

3.3 Processus de formation géologique des argiles

Les argiles prennent naissance suite à un certain nombre d'altérations physiques, chimiques et biologiques qui affectent les minéraux de micas et de feldspaths contenus dans le granite et le gneiss. Les particules issues de ce mécanisme peuvent rester sur place ou être transportées par le vent et par l'eau sur de longues distances avant de se déposer [90]. Après sédimentation, les argiles sont sujettes à un enfouissement qui leur conférera un caractère plus compact. Ce processus est illustré par la FIGURE 3.6.

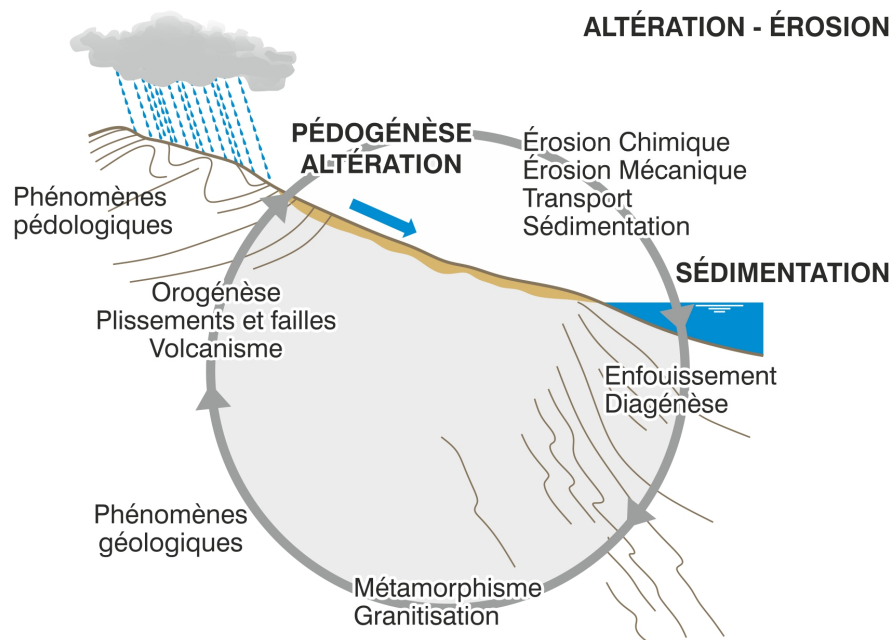


FIGURE 3.6 – Le sol dans le cycle géologique [12]

La nature des minéraux argileux dépend de trois facteurs : la roche mère, le climat et la topographie (FIGURE 3.7). L'altération d'une roche acide comme le granite produit de la kaolinite alors que l'altération d'une roche basique comme le basalte produit de la smectite. En climat froid, l'altération est faible. Les minéraux argileux sont peu différents de la roche d'origine ; c'est le cas de l'illite par exemple. Un climat chaud et humide favorisera l'hydrolyse et donnera naissance à des kaolinites en milieu drainé ou à des smectites en milieu confiné. Un climat tempéré et humide ne permettra qu'une faible dégradation et donnera naissance à des vermiculites. Le drainage dépend de la topographie. Les pentes encouragent le lessivage ce qui favorise la formation de kaolinite. Dans les cuvettes où il y a concentration d'ions, on rencontre de la smectite.

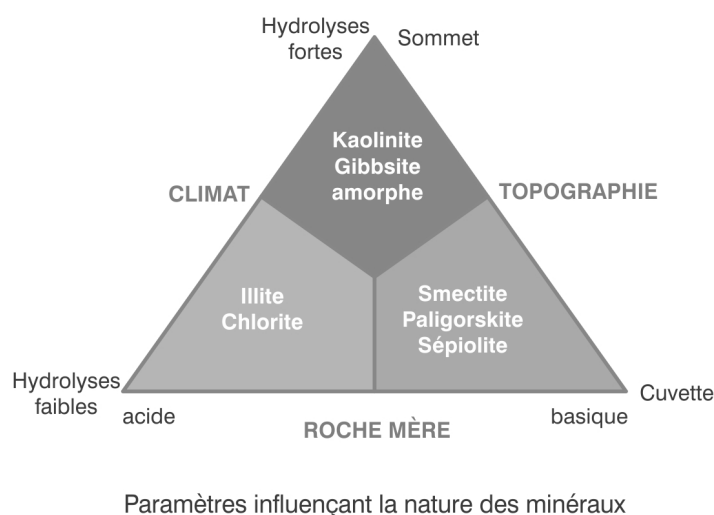


FIGURE 3.7 – Paramètres influençant la nature des minéraux [30]

3.4 Minéralogie des argiles

3.4.1 Introduction

Les sols sont généralement groupés en deux classes : les sols grossiers dont la taille des grains est supérieure à $60\ \mu m$ qui résultent de l'altération mécanique des roches et les sols fins de granulométrie inférieure à $60\ \mu m$ issus de l'altération chimique des roches. Les premiers sont des

sols dits pulvérulents (sables, graviers, ...) et les seconds regroupent les limons et les argiles [63].

Le terme "argile" renvoie à l'idée de la taille des particules, mais aussi à leur minéralogie. C'est un matériau terreux composé de particules fines dont la taille ne dépasse pas $2\ \mu m$ et pourvu d'une certaine plasticité. Contrairement aux sols grossiers qui sont un empilement de grains, les argiles sont constituées d'un empilement de feuillets cristallins de très petite taille. La forme de ces cristaux, leur arrangement au sein de la matière, leur taille et leur nature font qu'il existe des familles d'argile différentes et donc différents comportements mécaniques.

Les paragraphes suivants traiteront de la minéralogie générale des principales argiles et de quelques caractéristiques importantes de celles-ci.

3.4.2 Notions de minéralogie

Les minéraux argileux sont des réseaux plans cristallins formés de manière générale à base de silice sous forme de silicate (SiO_4^{4-}) de forme tétraédrique, d'aluminium sous forme d'alumine (Al_2O_3) de forme octaédrique et d'eau (H_2O). La structure des minéraux argileux est illustrée par la FIGURE 3.8. Les cristaux de silicate sont de forme tétraédrique et les cristaux d'alumine sont de forme octaédrique, mais chacun d'eux s'associe en un réseau plan [86].

Dans les plans tétraédriques, chaque tétraèdre est lié aux trois autres en partageant ses trois coins coplanaires formés d'atomes d'oxygène (O_b) entourant le cation (S_i^{4+} en général). Le quatrième coin (O_a) est partagé avec les groupements OH du plan octaédrique. Ceci forme une structure laissant des vides de forme hexagonale comme le représente la FIGURE 3.9.

Les plans octaédriques sont formés par la mise en commun des côtés des octaèdres qui encadrent le cation (Al^{3+} d'habitude). La structure résultante représentée à la FIGURE 3.9 peut être trioctaédrique si les trois sites sont occupés ou dioctaédriques si deux seulement le sont.

Ces deux plans associés forment la base élémentaire typique des minéraux argileux. Cette association est appelée feuillet. Le quatrième atome d'oxygène fait le lien entre les deux plans faisant partie du groupement OH et de l'octaèdre.

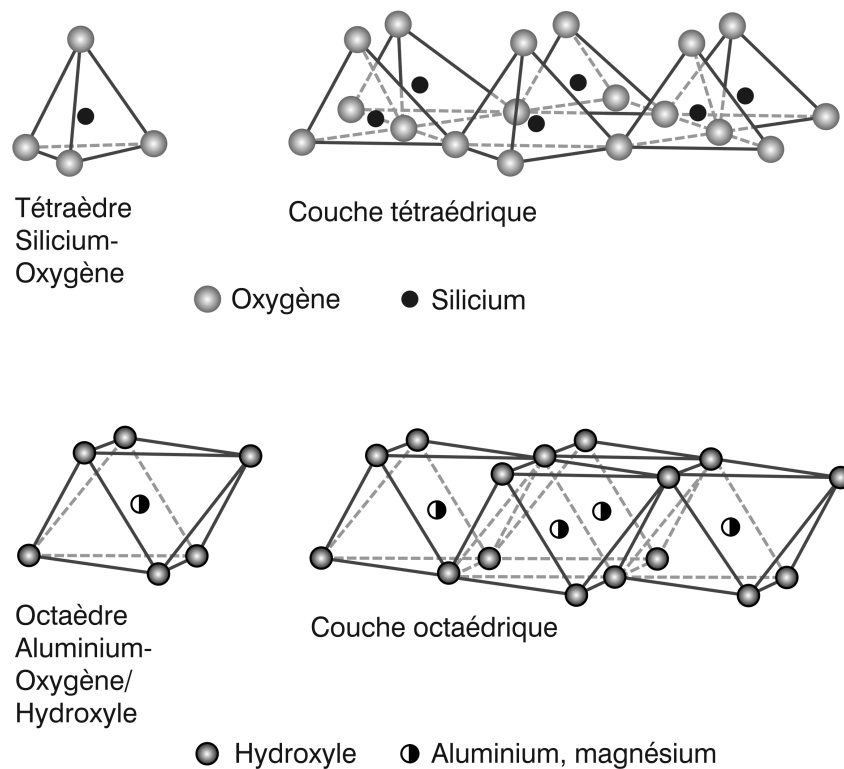


FIGURE 3.8 – Structure des minéraux argileux [66]

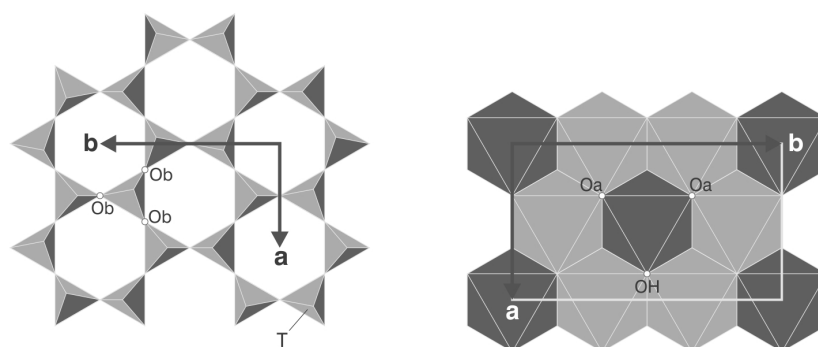


FIGURE 3.9 – Plans tétraédrique et octaédrique respectivement à gauche et à droite [86]

Les différentes combinaisons de ces réseaux cristallins entre eux et avec d'autres éléments tels que le sodium (Na) ou le potassium (K) donnent naissance aux différents minéraux argileux. Dénommés phyllosilicates, ils sont constitués d'éléments lamellaires. Des molécules d'eau peuvent s'insérer dans les interstices entre les couches (tétraédriques et octaédriques) et créer des variations macroscopiques de volume.

Il existe différents types de minéraux argileux : kaolinite, smectite, illite, ... Nous n'entrerons pas dans le détail de leur structure dans le cadre de ce travail. Nous ne présenterons que l'essentiel de ce qui nous permettra de comprendre le mécanisme de gonflement des argiles.

Kaolinite

La kaolinite est principalement le produit de l'altération des roches granitiques et gneissiques sous climat chaud et humide. Sa structure (FIGURE 3.10), très simple, résulte d'un empilement de couches 1 : 1 (octaédrique : tétraédrique) dont l'épaisseur ne dépasse pas 7 Å. La force attractive entre ces feuillets est très importante, ce qui confère leur empilement un caractère compact et difficile à dissocier. La kaolinite est donc un minéral stable car l'eau ne pénètre pas entre les feuillets. Elle présente une bonne résistance au cisaillement [86].

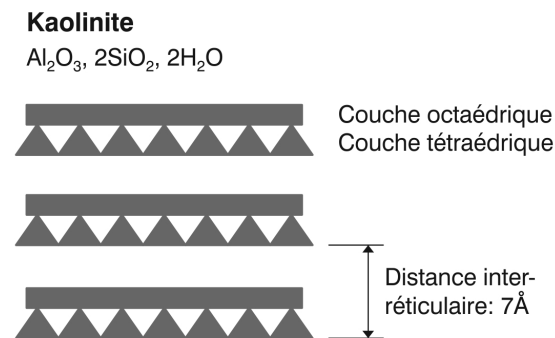


FIGURE 3.10 – Kaolinite [30]

Illite

L'illite (FIGURE 3.11) est une argile de sédimentation marine qui présente une structure identique à celle de la smectite (FIGURE 3.12). Cependant, des ions potassium (K^+) sont présents entre les feuillets de plans et créent des liaisons plus fortes entre les feuillets. Cet empilement compact limite la pénétration des molécules d'eau difficile au sein de la structure. Elle est donc moins sensible au gonflement que la montmorillonite [86].

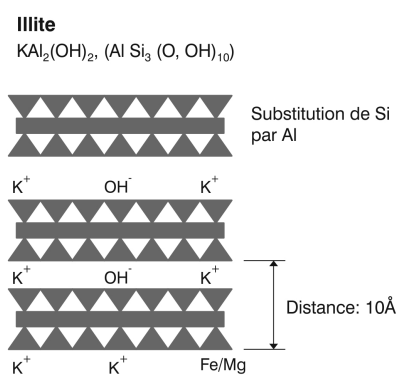


FIGURE 3.11 – Illite [30]

Smectite

La smectite résulte de l'altération des roches volcaniques sous climat équatorial ou tropical (FIGURE 3.12). La montmorillonite est l'argile la plus répandue de ce groupe. Sa structure de base est constituée de l'empilement de deux plans tétraédriques et d'un plan octaédrique au sein d'une couche 2 : 1. L'espace inter-couche est occupé par des molécules d'eau du fait de la faible énergie de liaison entre les couches. Son épaisseur varie entre 14 et 17 Å suivant le type de minéral qui est adsorbé par cet espace. Dans le cas des molécules d'eau par exemple, au plus les molécules de H_2O s'intercaleront entre les feuillets, au plus l'argile gonflera et ce gonflement se manifestera macroscopiquement par des variations de volume importantes. Ceci est à la base du mécanisme de gonflement interfoliaire [30].

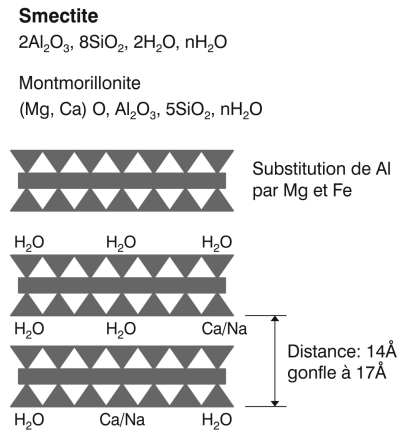


FIGURE 3.12 – Smectite [30]

Cations échangeables dans la structure

Il arrive que certains atomes de silicium (Si^{4+}) au sein de la couche tétraédrique soient substitués par des atomes d'aluminium (Al^{3+}) et que des atomes d'aluminium présents dans la couche octaédrique soient remplacés par des atomes de magnésium (Mg^{2+}) et même de Lithium (Li^+) (FIGURE 3.13). Ces substitutions atomiques engendrent des déficits de charges positives et rendent les structures cristallines négativement chargées. Il est alors possible pour d'autres cations de se fixer entre les feuillets. Ceux-ci seront facilement échangés en cas de mise en contact avec d'autres cations (cations échangeables). Cette propriété des phyllosilicates est très importante car elle permet de retenir des cations et d'adsorber des molécules polaires comme l'eau.

3.4.3 Caractéristiques

Charge électrique négative

Les argiles étant des particules de taille inférieure à $2 \mu\text{m}$, elles sont dites colloïdales. Par conséquent, les forces de gravité ne sont plus prépondérantes et ce sont les forces de surface qui prennent le dessus. La charge électrique négative s'explique par l'échange de cations par adsorption d'ions extérieurs ou d'ions du même type que le cristal. La floculation en solution est une conséquence directe de cette charge [108].

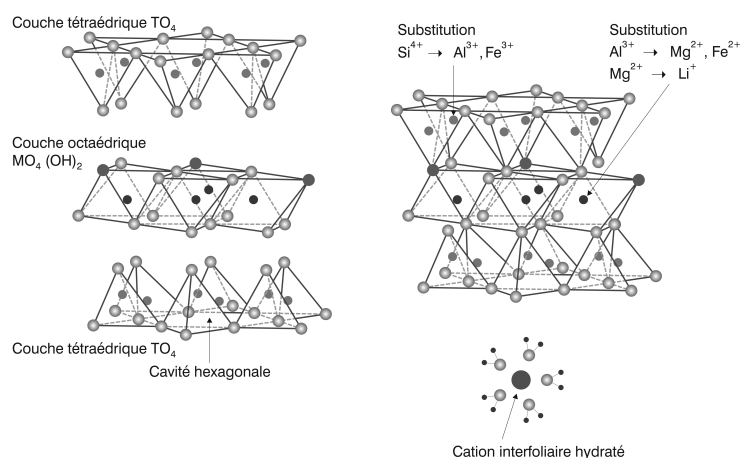


FIGURE 3.13 – Cations échangeables dans la structure [11]

Grande surface spécifique

La surface spécifique est la somme des aires que développe chaque particule de sol par unité de masse, le réseau cristallin étant constitué d'un empilement de feuillets. Cette morphologie plate est responsable d'une plus grande surface spécifique que la morphologie sphérique [93]. De plus, dans le cas des argiles, on décompose la surface spécifique en une composante externe correspondant à l'aire des surfaces basales et latérales des agglomérats de feuillets et une composante interne qui prend en compte l'espace entre les feuillets. Les argiles ayant une contribution interne importante à la surface spécifique auront une tendance au gonflement plus importante. La TABLE 3.1 donne, en fonction du gabarit des particules argileuses présentées précédemment, un ordre de grandeur de leur surface spécifique.

	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Épaisseur particules (μm)	0,5 - 2	0,003 - 0,1	$\leq 0,00095$
Diamètre particules (μm)	0,5 - 4	0,5 - 10	0,05 - 10
Surface spécifique (m^2/g)	15 - 40	65 - 180	50 - 840
CEC ($meq/100g$)	3 - 15	10 - 40	70 - 80

TABLE 3.1 – Caractéristiques de surface des minéraux argileux [93]

Théorie de la double couche

Les particules d'argiles présentent une charge électrique globale négative. L'hydratation du sol va donner naissance à un phénomène de double couche (FIGURE 3.14) du fait de l'interaction des particules d'argile avec les dipôles constitués par les molécules d'eau. L'épaisseur et la nature électrique de cette double couche sont importantes car de ces facteurs dépend les caractéristiques du sol [108] [103]. Trois zones principales sont donc à distinguer dans la solution entourant la particule d'argile [108] :

- la couche de Stern qui est constitué d'eau solidement liée aux éléments du réseau cristallin. Elle absorbe une grande quantité d'ions dans le but de rétablir l'électroneutralité du système. Les ions de cette couche peuvent être remplacés par d'autres ions présents dans la solution entourant la particule d'argile, c'est la substitution de cations.
- la couche de Gouy où sont dissous de l'eau et des ions beaucoup plus mobiles que dans la couche de Stern.
- la zone d'eau libre

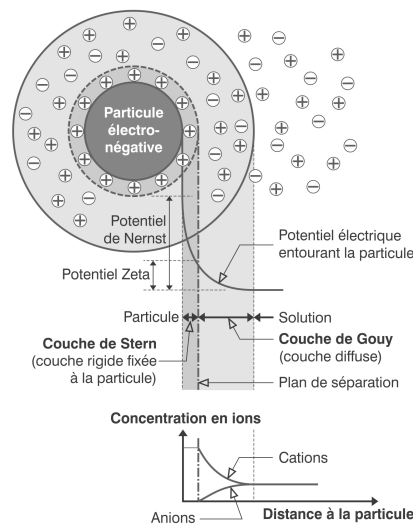


FIGURE 3.14 – Phénomène de la double couche [108]

3.5 Les sols gonflants : origine

L'eau est un facteur important dans l'étude du gonflement des sols. Pour qu'il y ait variation de volume du sol, il est impératif qu'il y ait variation de teneur en eau et ceci, indépendamment de la nature des minéraux argileux. À teneur en eau constante, aucun retrait ni de gonflement ne peut être observé. On comprend donc que les zones les plus susceptibles au retrait/gonflement sont les régions qui subissent d'importantes variations d'humidité [96]. Ce sont les régions semi-arides des tropiques et les régions de climat tempéré où l'évapotranspiration annuelle excède les précipitations. La carte de la FIGURE 3.15 montre une distribution des sols gonflants sur le globe terrestre en fonction de la roche d'origine, de la topographie et des conditions climatiques.

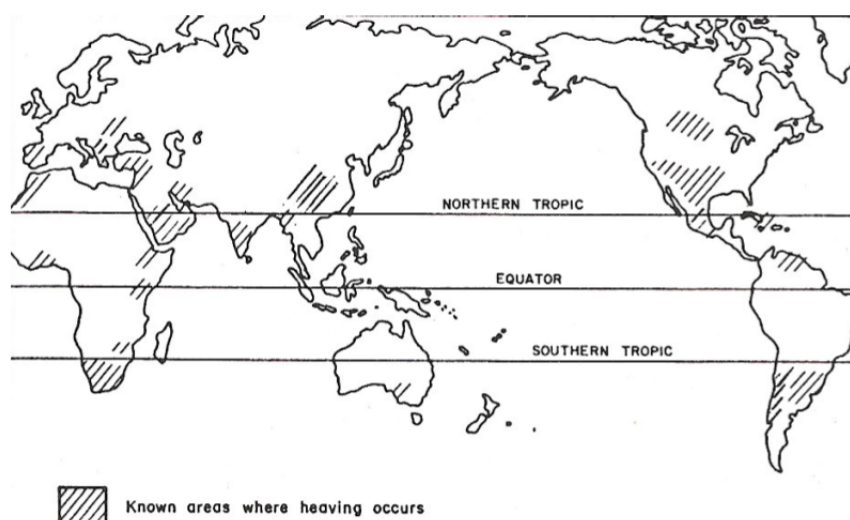


FIGURE 3.15 – Répartition des sols gonflants dans le monde [93]

3.6 Mécanisme de gonflement

Le moteur du gonflement des sols est la variation de teneur en eau. Cependant, le gonflement ne dépend pas que de ce facteur. La structure des minéraux argileux, la texture du sol du point de vue macroscopique, son état de consolidation, l'histoire de sa formation, les éléments dissous

dans l'eau interstitielle sont autant de facteurs à tenir en compte dans le phénomène de gonflement des sols. Beaucoup de facteurs interviennent dans le gonflement des sols, mais les mécanismes de gonflement au niveau microscopique sont de deux types : interparticulaire et interfoliaire.

Gonflement interparticulaire

La macrostructure de l'argile est constituée de plaquettes. La concentration de cations au sein de la double couche étant supérieure à celle qui règne dans l'eau, il y aura apparition du processus d'osmose. La concentration des cations adsorbés par la surface ne peut être diminuée par l'afflux d'eau, afflux qui ne sera stoppé que par le développement d'une situation d'équilibre énergétique par l'intermédiaire de la création d'une pression osmotique. Les particules d'argile tendront donc à s'écarter du fait des efforts qu'exerce sur elle la pression osmotique (FIGURE 3.16 A).

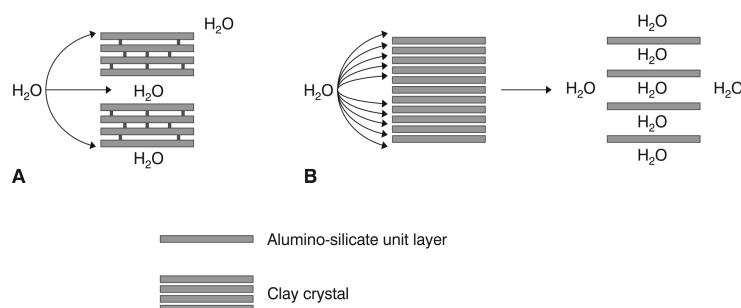


FIGURE 3.16 – Gonflement interparticulaire et interfoliaire [93]

Dans le cas des sols argileux soumis à une contrainte de compression externe, l'eau interstitielle est évacuée par la réduction du volume des vides. Il y a donc augmentation de la concentration de cations et création d'une certaine stabilité avec l'augmentation de la pression osmotique. Toute diminution ou disparition de la pression entraînera un léger gonflement jusqu'à un nouvel état d'équilibre énergétique. Ceci explique en partie le gonflement des sols après déchargement. Le gonflement interparticulaire concerne, dans une certaine mesure, tous les sols argileux. Ce phénomène peut s'observer sur une période relativement longue [96] [93].

Gonflement interfoliaire

Le gonflement interfoliaire se produit à l'intérieur de la plaquette, entre les feuillets, d'où son nom (FIGURE 3.16 B). La minéralogie des argiles conditionne les forces d'attraction entre feuillets. Dans le cas des smectites, ces forces sont plus faibles que les forces responsables de l'apport d'humidité. Un apport d'eau entre les feuillets est donc possible. C'est tout le contraire pour les kaolinites. Cet attrait de l'eau pour l'espace interfoliaire est la conséquence de plusieurs phénomènes.

À proximité des particules argileuses, les molécules bipolaires d'eau sont d'abord attirées par la présence de charges sur les surfaces des feuillets. Ceci a pour conséquence directe une augmentation de l'espace entre les feuillets. Ce domaine peut être également occupé initialement par des cations liant les feuillets entre eux (FIGURE 3.17). Ils vont également attirer les molécules d'eau à leur voisinage. Ils seront, après hydratation, soit directement en contact, d'une part avec la surface de la particule argileuse, d'autre part avec les molécules d'eau, soit complètement entourés par ces dernières. Dans cette situation, les cations ne réagissent plus avec les feuillets que via de faibles liens constitués de molécules d'eau. Ils perturbent également l'orientation de la structure de celle-ci à leur extrémité. Ceci conduit au fait que l'hydratation de l'espace interlamellaire va dépendre du nombre de couches d'eau qui vont pouvoir y être disposées [86] [103].

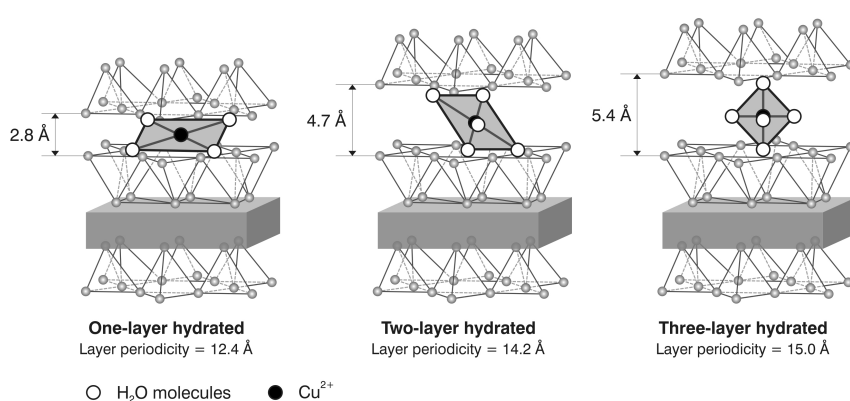


FIGURE 3.17 – Hydratation de l'espace interfoliaire [93]

Sur la FIGURE 3.17, le nombre de couches d'eau influence directement la largeur de l'espace entre les feuillets et donc, l'amplitude du gonflement. L'amplitude du gonflement est fonction de l'énergie d'hydratation du cation considéré, et donc de sa capacité à s'entourer d'un nombre élevé de molécules d'eau. Le gonflement interfoliaire se manifeste assez rapidement. Une période de quelques mois suffit pour le voir se manifester. Il peut présenter une ampleur très importante du point de vue de la variation du volume ou de la pression de gonflement [96] [21].

3.7 Évaluation du gonflement : méthodes minéralogiques

Nous venons de voir différentes méthodes pouvant être utilisées pour l'évaluation du potentiel de gonflement d'un sol. Ces méthodes sont indirectes et donc s'appuient sur les paramètres physiques du sol pour fournir des résultats qualitatifs d'une part et quantitatifs de l'autre. Elles ne sont pas d'une extrême précision, mais permettent de se faire une idée du potentiel gonflant d'un sol. Ce sont des méthodes très indiquées dans des pays à très faibles moyens qui ne peuvent pas se procurer le matériel leur permettant de déterminer par des méthodes directes si un sol est gonflant ou pas, quels types de minéraux argileux contient-il ...

Nous allons, dans la suite de ce chapitre, parler des deux méthodes qui ont servi à la caractérisation minéralogique des échantillons de sol utilisés dans le cadre de ce travail. Ce sont : la diffraction aux rayons X et la Microscopie Électronique à Balayage Environnemental (MEBE)

3.7.1 Diffraction aux rayons X

Principe

Les rayons X sont des ondes électromagnétiques de très courte longueur d'onde λ comprise entre 0,1 Å et 1 Å. Ces rayons ont la propriété de pouvoir être diffractés par un réseau de fentes lorsque celles-ci sont d'assez faible gabarit. Ainsi, lorsque ceux-ci frappent un morceau de matière constituée d'un réseau cristallin, ils sont diffusés par chacun des atomes de ce matériau. Ces rayons X interfèrent entre eux suivant le chemin qu'ils parcourent avant d'atteindre un point donné. Si les atomes

sont ordonnés, ce qui caractérise les cristaux, ces interférences vont être constructives dans certaines directions c'est-à-dire que leurs amplitudes s'additionnent et destructives dans d'autres c'est-à-dire que leurs amplitudes s'annulent. C'est ce qui caractérise le phénomène de diffraction.

Si on bombarde un matériau constitué d'un ensemble de plans réticulaires parallèles avec un faisceau de rayons X (de longueur d'onde égale à λ), il est possible de déterminer, grâce aux propriétés de diffraction, la relation entre la distance interréticulaire " d " (distance entre les différents plans) et l'angle d'incidence θ des rayons X, d'où la loi de Bragg [30] ; ceci est illustré par la FIGURE 3.18.

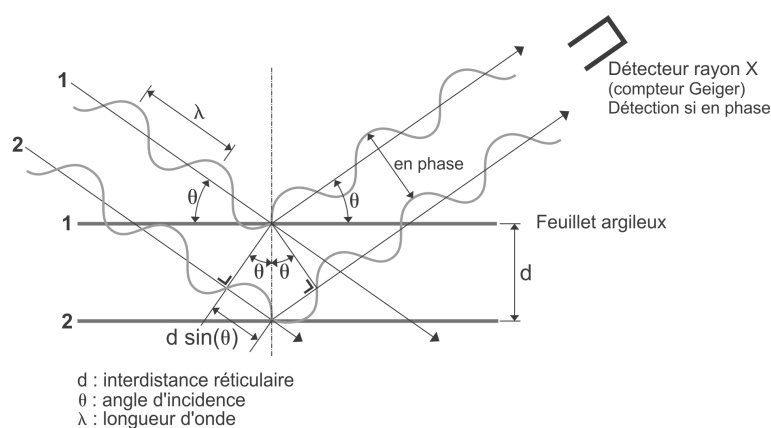


FIGURE 3.18 – Phénomène de diffraction - Loi de Bragg [30]

Les rayons incidents "1" et "2" frappent respectivement les plans de même numéro suivant un angle θ et sont réfléchis sous le même angle. Si la différence entre le chemin parcouru par les rayons est égale à un nombre pair de longueurs d'onde, l'interférence est dite constructive (voir paragraphe précédent) et le rayon peut être détecté. Sinon, si celle-ci est égale à un nombre impair de longueurs d'onde divisé par "2", l'interférence est destructive et il n'est pas possible de détecter une quelconque intensité. On arrive donc à l'expression mathématique de la loi de Bragg illustrée par l'équation 3.1.

$$2d.\sin\theta = n\lambda \quad (3.1)$$

Analyse qualitative

Une première caractérisation par diffraction aux rayons x peut être effectuée sur la poudre de sol finement broyée. Une partie des cristaux (orientés de manière aléatoire), satisfait la loi de Bragg. Cela permet de déterminer grossièrement la proportion et la composition des carbonates présents dans l'échantillon.

Si l'on fait évaporer sur un support quelques gouttes d'une suspension d'argile, les feuillets se déposent à plat par sédimentation. On obtient un échantillon d'argile orienté par rapport aux rayons X ce qui permet de mesurer la distance réticulaire la plus importante, à savoir, la distance entre les feuillets. Cependant, cette méthode ne suffit pas pour déterminer la nature des différents minéraux argileux présents dans le sol car les argiles ont une structure relativement semblable et donc des spectres similaires. Deux traitements supplémentaires sont nécessaires : le traitement thermique et le traitement de gonflement. Pour cela, on réalise la saturation d'une partie des échantillons en ions K^+ et l'autre en ions Mg^{2+} .

Traitement de gonflement

Un premier spectre de raies caractéristiques est obtenu par une première diffraction aux rayons X de la plaquette de suspension d'argile saturée au Mg^{2+} . Elle est ensuite laissée dans une cloche remplie d'éthylène glycol gazeux $CH_2OH - CH_2OH$ le temps que ce dernier soit absorbé dans les espaces interfoliaires. Cela permet de détecter les minéraux dont l'interdistance est variable par solvation des cations échangeables. C'est le cas des argiles gonflantes. Dans la seconde diffraction aux rayons X, la raie caractéristique des argiles gonflantes sera modifiée alors que celle des autres minéraux argileux ne sera pas altérée.

Traitement thermique

De même que précédemment, la plaquette de suspension d'argile saturée au K^+ subit une première diffraction aux rayons X. Un premier spectre de raies caractéristiques est obtenu. L'évaporation de l'eau interfoliaire entraîne la contraction de la maille cristalline pour certains minéraux, ce qui entraîne un déplacement des raies de base. Il referme

les feuillets de tous les minéraux de type 2/1.

La TABLE 3.2 donne les réflexions caractéristiques des différents minéraux argileux pour les différents traitements dont il est fait mention ci-dessus. Par exemple, la smectite saturée au *Mg* a une raie caractéristique de 17 Å suite au traitement à l'éthylène glycol (EG).

	HR 66%		EG		105°C		300°C		550°C	
	Mg	K	Mg	K	Mg	K	Mg	K	Mg	K
kaolinite	7	7	7	7	7	7	7	7	-	-
halloysite	10	10	10	10	7	7	7	7	-	-
illite	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
vermiculite	14	10	14	10	-	-	10	10	10	10
smectite	14	12	17	15	-	-	10	10	10	10
chlorite	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14

TABLE 3.2 – Distances interréticulaires caractéristiques (en Å) des différents minéraux argileux [29]

HR 66% est l'humidité relative de 66%

EG est l'éthylène glycol

105°C, 300°C, 550°C sont les températures de traitement

Les spectres obtenus pour les sols SONAPI-09 et SONAPI-10 correspondent aux illustrations des FIGURE 3.19 et FIGURE 3.20. La courbe noire représente le spectre et les différents pics de couleurs représentent les raies spécifiques des différents minéraux qu'on trouve dans le sol. Nous pouvons noter la présence de calcite magnésienne, de montmorillonite, de vermiculite, de kaolinite, de quartz ... La montmorillonite et la vermiculite font partie des argiles gonflantes. Les FIGURE 3.21 et FIGURE 3.22 représentent les spectres obtenus pour la diffraction effectuée sur la poudre argileuse des échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10.

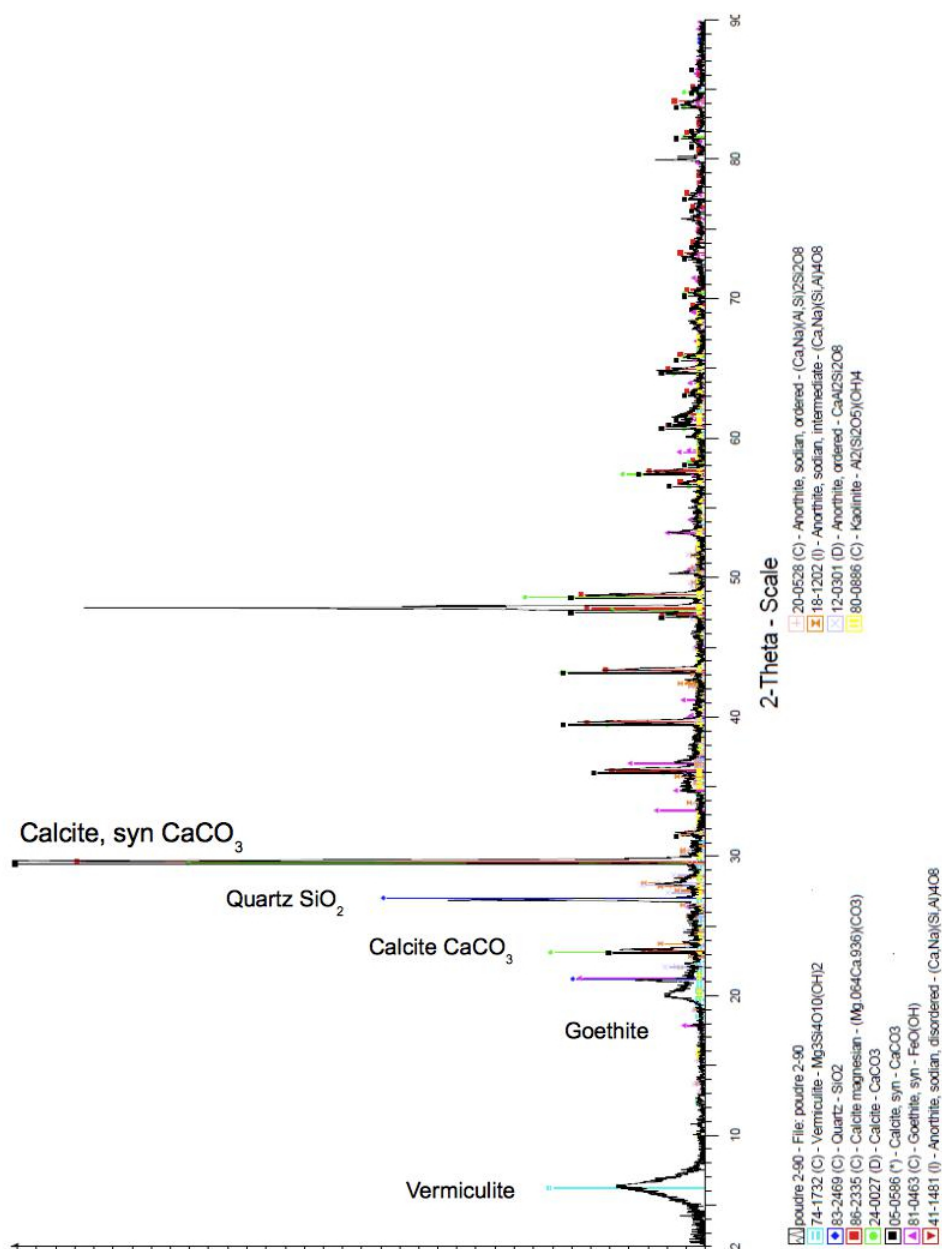


FIGURE 3.19 – Spectre de la poudre de SONAPI-09

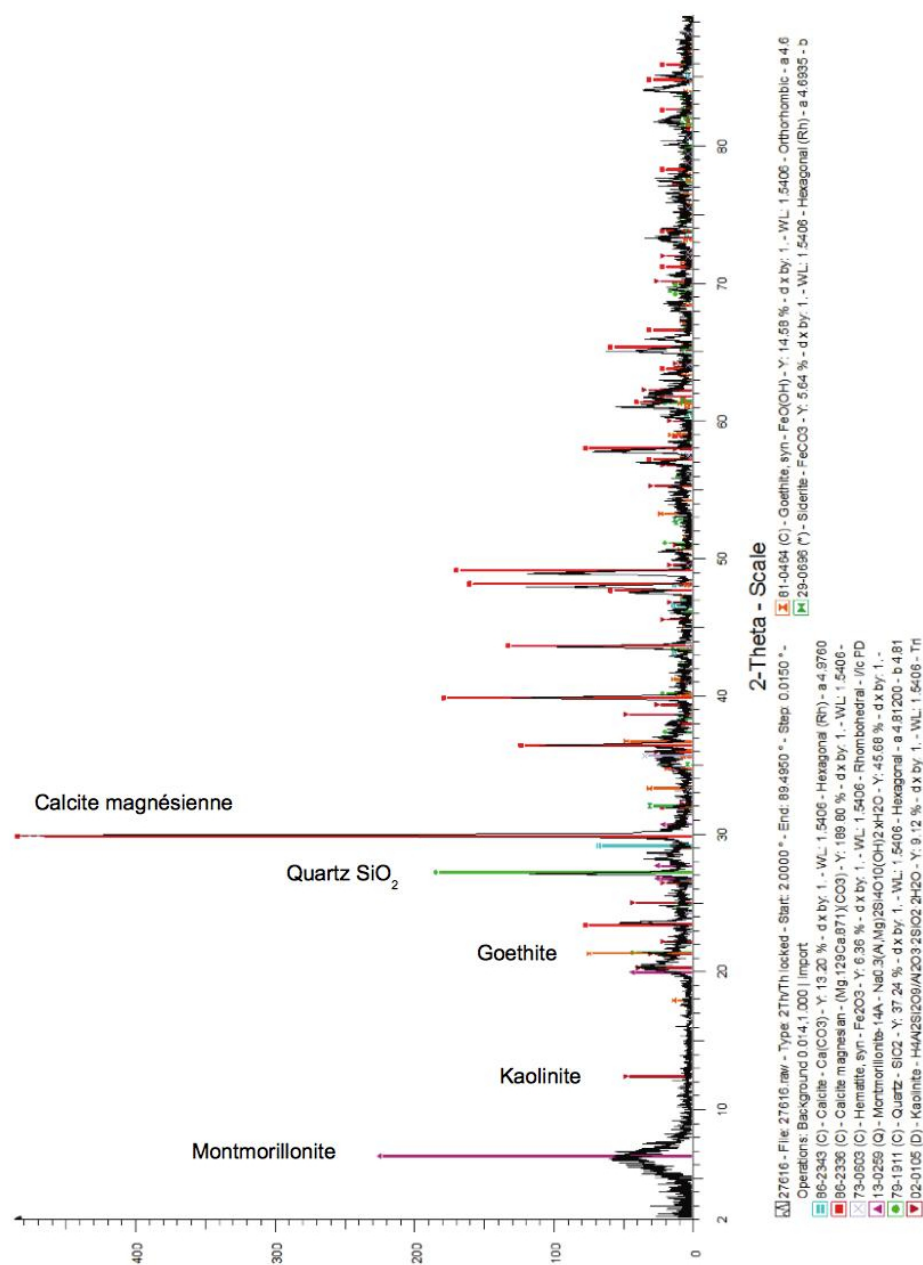


FIGURE 3.20 – Spectre de la poudre de SONAPI-10

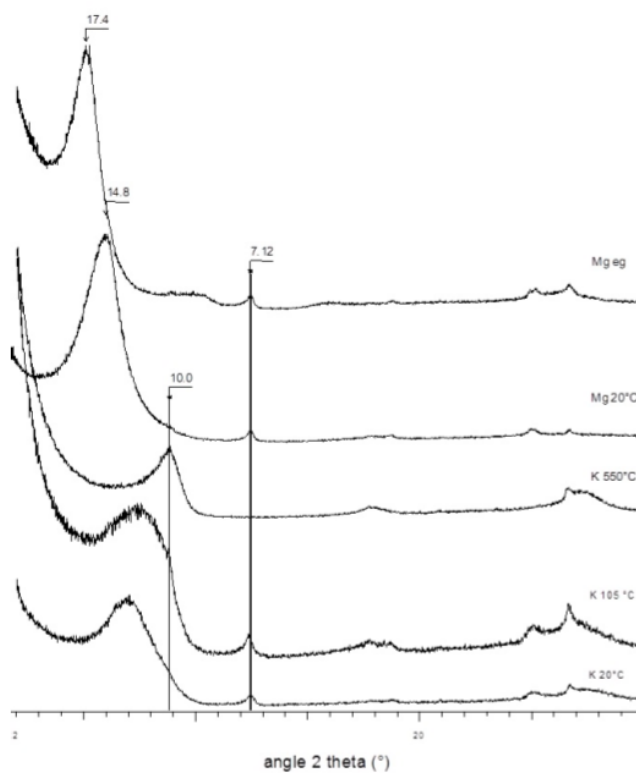


FIGURE 3.21 – Spectre de la fraction argileuse du sol SONAPI-09

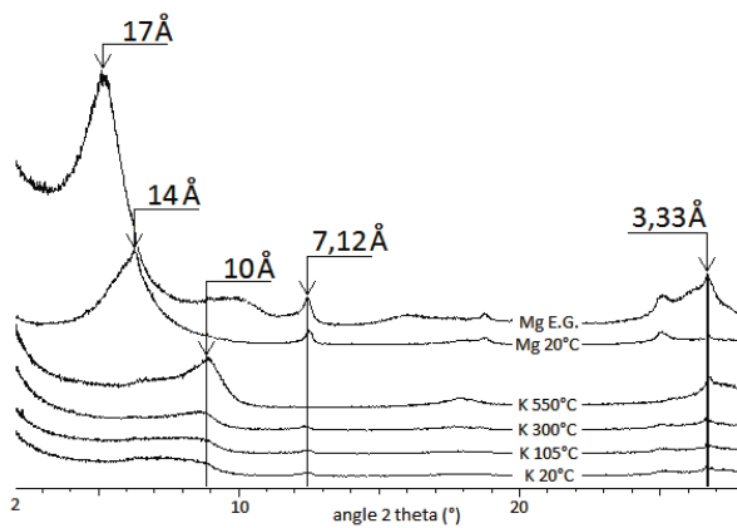


FIGURE 3.22 – Spectre de la fraction argileuse du sol SONAPI-10

En observant les spectres relatifs au magnésium, on observe que la réflexion à 14 Å s'est déplacée à 17 Å après traitement à l'EG. Cette valeur permet de dire qu'il y a une forte présence de smectite dans le mélange. Cette réflexion à 14 Å diminue pour atteindre 10 Å après traitement thermique 550°C et saturation au potassium. Cela suggère la présence de vermiculite. La réflexion à 10 Å subsistant après tous les traitements (thermique ou gonflement) indique la présence de l'illite. De même que la réflexion à 7 Å indique la présence d'un pourcentage de kaolinite. Les pics à 3 Å correspondent à du quartz ou de la calcite. Nous concluons donc que les échantillons de sol SONAPI-09 et SONAPI-10 contiennent de l'argile gonflante. Cela est en accord avec le fait que certaines des différentes classifications du potentiel de gonflement à l'aide des méthodes indirectes sont parvenues à la conclusion que les sols SONAPI-09 et SONAPI-10 ont un potentiel de gonflement allant du faible au très élevé [29].

3.7.2 Microscopie Électronique à Balayage : MEB

La microscopie électronique à balayage environnemental est l'autre technique qui sera utilisée pour caractériser le gonflement de l'argile de Delmas. Avant d'entrer dans le vif du sujet, faisons un bref rappel du principe de fonctionnement de la microscopie électronique à balayage conventionnelle. La théorie concernant le MEB et le MEBE est tirée des références suivantes : École Centrale de Paris [8], Maison [78], Verstraete [107], Duval [55], Colliex [45].

Principe

Nous avons voulu, dans le cadre de ce travail, regarder de plus près la structure des argiles contenues dans la marne de la formation Morne Delmas. Cela impose de les observer à l'échelle microscopique. Ce n'est pas possible pour un œil humain, avec un microscope optique, de distinguer des détails fins du fait des limitations dues à la longueur d'onde de la lumière visible. Les microscopes les plus puissants ne peuvent distinguer des détails compris entre 0,1 et 0,2 μm . Il faut donc diminuer la longueur d'onde qui éclaire les cibles [8].

La microscopie électronique est donc basée sur l'émission d'électrons produits par une cathode et la détection de signaux provenant de l'inter-

action de ces électrons avec l'échantillon à analyser. Tout un ensemble de radiations sont émises suite à cette interaction et sont représentées à la FIGURE 3.23.

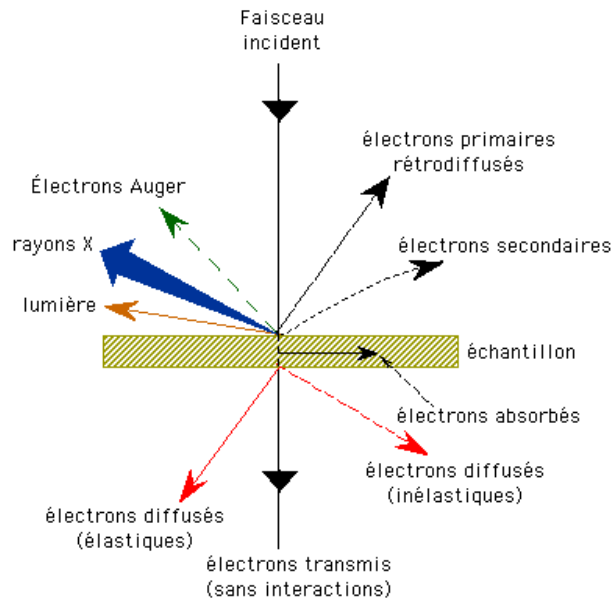


FIGURE 3.23 – Radiations émises dans le MEB (SEM en anglais) [8]

Le microscope à balayage possède en principe quatre détecteurs [55] :

- un détecteur d'électrons Auger émis suite au bombardement d'un atome de matière par un faisceau d'électrons secondaires.
- un détecteur d'électrons secondaires créés par le passage d'un électron incident près d'un atome. Chaque électron projeté peut créer plusieurs électrons secondaires. Ils sont de faible énergie et la qualité de ceux qui sont collectés par les détecteurs dépend de la topographie du matériau au point considéré.
- un détecteur d'électrons rétro-diffusés qui résultent de la collision d'un électron incident et d'un atome de l'échantillon. Ils proviennent plus en profondeur que les électrons secondaires. Ils sont dispersés dans toutes les directions avec une faible perte d'énergie. Ils accusent une sensibilité moindre à la topographie du matériau.
- un détecteur de rayons X qui possèdent une énergie caractéristique propre à chaque élément qui les a émis. Quand un électron d'une

couche interne d'un atome a été éjecté, un électron d'une couche plus externe va combler la lacune. La différence d'énergie entre ces deux couches va provoquer l'émission d'un rayon X. Suivant leur énergie ou leur longueur d'onde, les rayons X donnent des informations sur la composition de l'élément analysé.

Fonctionnement

Le fonctionnement du MEB [107] peut être représenté schématiquement comme l'indique la FIGURE 3.24.

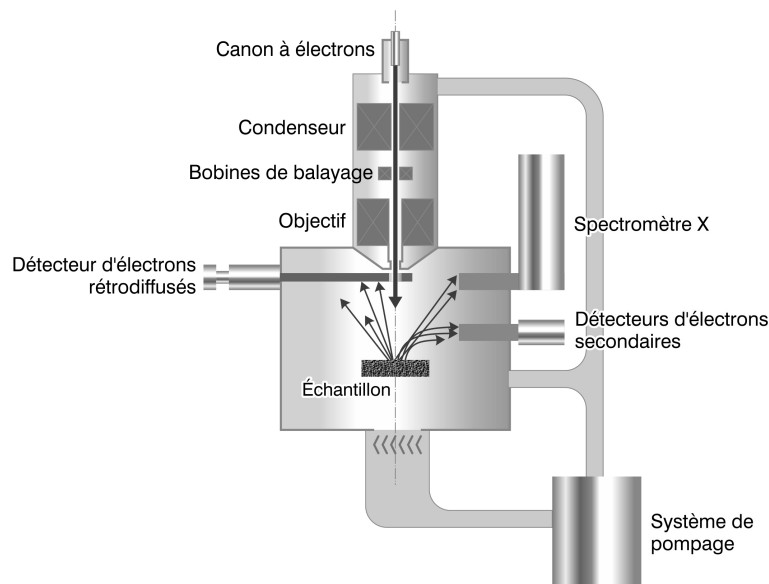


FIGURE 3.24 – Schéma de la colonne optique d'un microscope électronique à balayage [45]

Il comprend :

- un canon pour la production du faisceau d'électrons primaires.
- la colonne électronique constituée des lentilles électromagnétiques destinées à focaliser le faisceau d'électrons primaires en un spot ponctuel et de la bobine de déflexion qui permet de balayer l'échantillon par le faisceau.
- le détecteur d'électrons secondaires
- le détecteur d'électrons rétro-diffusés

- le détecteur des rayons X
- l'image est obtenue point par point en déplaçant le faisceau d'électrons sur l'échantillon. L'image est reproduite à l'aide des signaux émis par les différents détecteurs et le grandissement est déterminé par le rapport entre l'écran et la surface balayée sur l'échantillon.

3.7.3 Microscopie Électronique à Balayage Environnemental : MEBE

Description

Le MEBE (FIGURE 3.25), à la différence des microscopes électroniques conventionnels, possède une chambre d'analyse séparée de la colonne à température et à pression variable (FIGURE 3.26). Cela lui permet d'effectuer les observations de la topographie d'un échantillon à l'état naturel, sans que la surface des échantillons soit abîmée par un quelconque traitement. La pression dans la chambre du MEBE (0,1 à 20 *torr* soit, 13,33 à 2666,44 *Pa*) est contrôlée par un flux de gaz dont la nature est limitée par ses propriétés (toxicité, inflammabilité, ...) Dans le cadre de ce travail, le gaz utilisé est de la vapeur d'eau. Il servira en même temps à hydrater l'échantillon de sol [78]. Le MEBE est composé :

- d'une colonne optique
- d'un circuit de pompage différentiel pour l'obtention d'un gradient de pression dans la colonne (10^{-5} *torr*)
- de détecteurs permettant de capter les signaux émis par l'échantillon
- d'un écran vidéo pour l'observation des images
- de l'électronique pour piloter l'ensemble du matériel

Comme nous l'avons vu dans le fonctionnement du MEB, pour former l'image, ce sont les électrons secondaires issus de l'échantillon qui entrent en interaction avec les électrons primaires du faisceau. Le vide dans la chambre du MEBE étant très faible, il n'est pas suffisant pour permettre la formation de l'image. Il faut donc s'assurer de deux choses : que la dispersion des électrons émis qui passent dans une région gazeuse dans la chambre ne dégrade pas la formation de l'image et trouver un détecteur capable de fonctionner à faible vide, d'où l'utilisation, dans le MEBE, d'un détecteur secondaire environnemental.

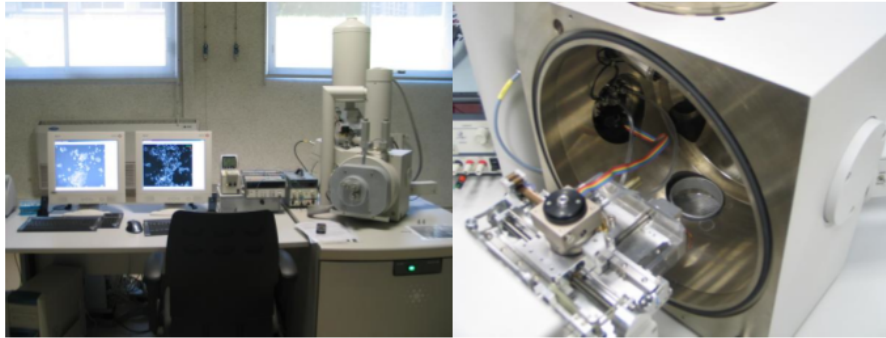


FIGURE 3.25 – Vue du MEBE utilisé à l'INERIS et de sa chambre [78]

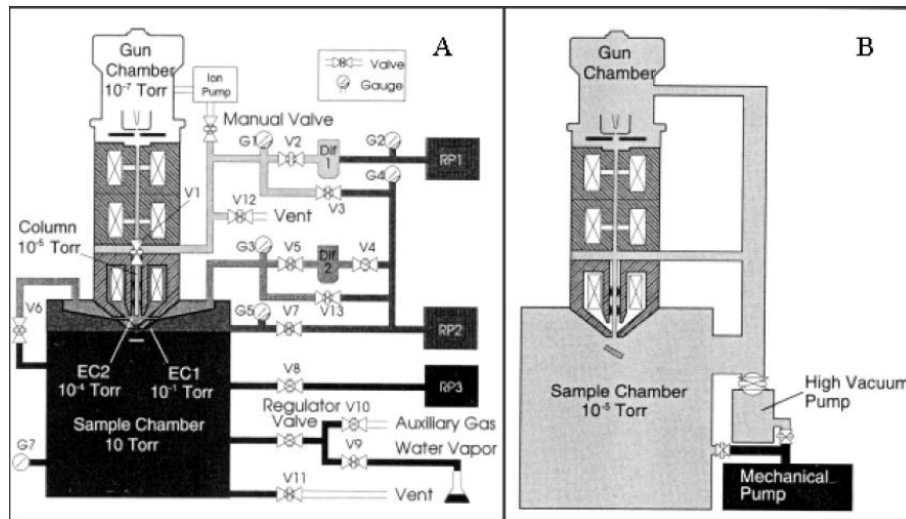


FIGURE 3.26 – Représentation comparative du MEBE (A) et du MEB (B) [78]

Un point particulier du MEBE est que le gaz de la chambre amplifie le signal. Les électrons secondaires accélérés entrent en collision avec les molécules de gaz de la chambre en les ionisant et produisent des électrons additionnels qu'on appelle des électrons secondaires environnementaux et des ions positifs. Les électrons de cette cascade sont collectés comme un signal amplifié de l'émission secondaire. Les ions positifs sont attirés par la surface de l'échantillon et neutralisent les ions négatifs accumulés à la surface des échantillons peu conducteurs ou isolants (FIGURE 3.27). Ce procédé de détection des électrons secondaires permet d'obtenir des images de très bonne résolution [78] [107].

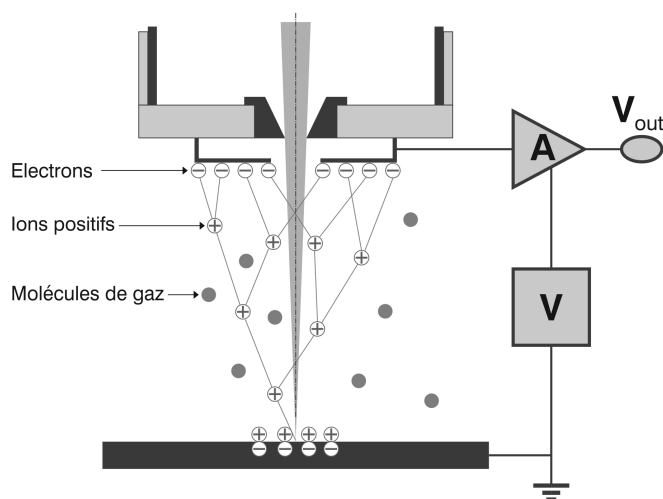


FIGURE 3.27 – Schématisation du gaz dans la chambre du MEBE [78] [107]

Hydratation/Séchage d'un échantillon

La chambre du MEBE étant isotherme ($\pm 23^{\circ}\text{C}$), pour hydrater ou sécher un échantillon dans la pratique, il suffira de changer la pression suivant le graphique de la FIGURE 3.28. Après chaque changement de pression (donc d'humidification ou de séchage), il est nécessaire de régler le contraste et la brillance pour une image optimale.

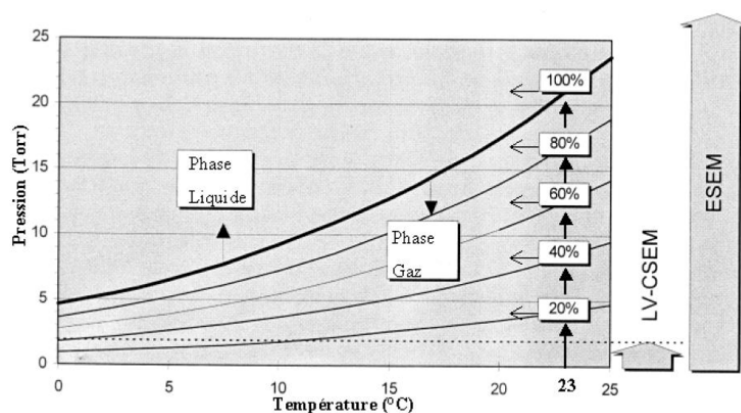


FIGURE 3.28 – Diagramme des phases de l'eau [78]

Essai réalisé sur le sol de Delmas et interprétations

Une "poussière" de l'échantillon SONAPI-09 a été introduite dans la chambre du MEBE de l'INERIS et a fait l'objet d'observation (voir FIGURE 3.29). En effet, ces essais se réalisent sur d'infimes quantités de matière. Il est admis ici que les résultats sont valables pour la totalité de l'échantillon prélevé sur le terrain. Nous pouvons voir des particules de sol qui, soumis à une humidification contrôlée nous permettront d'apprécier le gonflement. Seuls les grains de taille supérieure à $50\ \mu\text{m}$ serviront à l'observation du gonflement [78]. La méthode utilisée pour "quantifier" le gonflement sera expliquée dans les paragraphes qui suivent.

Une fois que le sol est dans la chambre du MEBE, l'expérience peut commencer. Elle consistera en une humidification croissante de l'échantillon en augmentant graduellement l'humidité relative de la chambre. L'essai a été réalisé à cinq (5) niveaux d'humidité relative : 40 - 60 - 80 - 85 et 90%. Nous avons procédé ainsi par paliers pour permettre au sol d'avoir le temps de s'hydrater et donc à un éventuel gonflement de se manifester. La FIGURE 3.29 présente quatre photos prises dans le MEBE à 40% (A) et à 85% (B) d'humidité relative. Sur la première photo, nous distinguons des agrégats assez "grossiers" (numérotés de 1 à 6), en tout cas, le sol n'est pas pulvérisé. Ce sera en effet une information très importante par la suite après mélange avec les eaux usées quand on voudra constater l'effet des eaux usées sur la pulvérisation du sol.

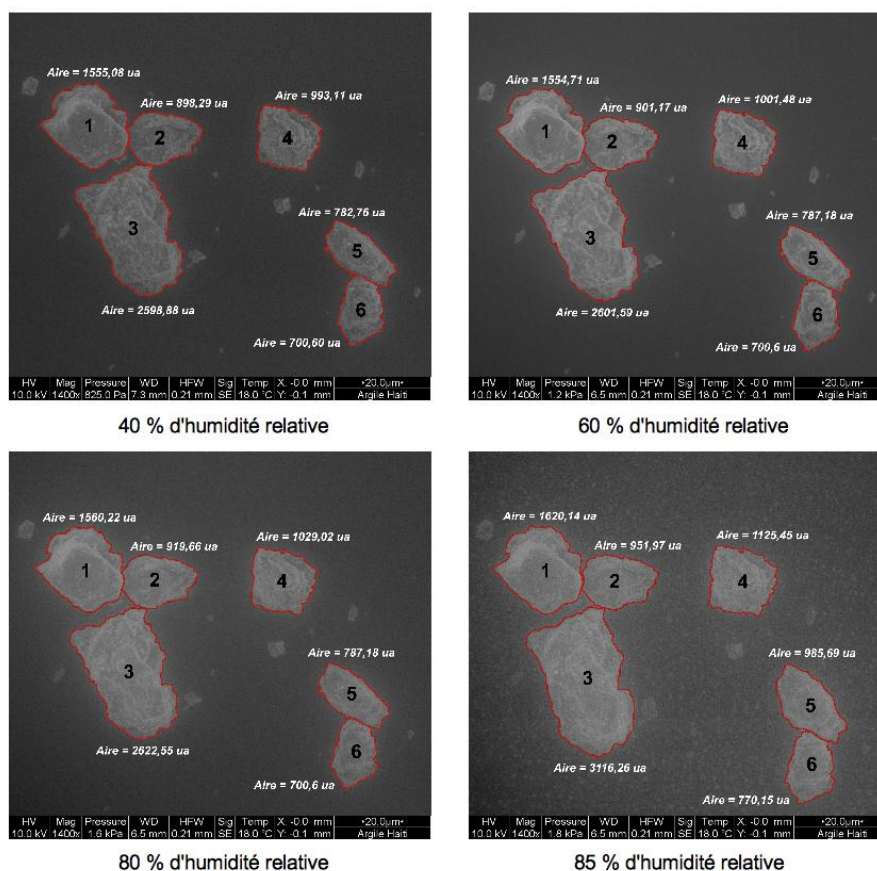


FIGURE 3.29 – Photos prises dans le MEBE pour des HR de 40% à 85%

La façon d'estimer le gonflement sera simple. Les particules sont observées au début de l'essai (à 40% d'humidité relative dans notre cas) et à la fin de l'essai un peu avant que la chambre du MEBE soit complètement inondée au moment où l'humidité relative devient très importante (85% dans le cadre de ces essais). Des photos sont prises durant toute l'expérimentation à intervalles réguliers. Sur les photos de début et de fin de l'essai, on mesure, à l'aide d'un logiciel d'analyse d'images, la surface relative définie par le contour des particules et elles sont comparées entre elles. Une augmentation de surface sur la seconde photo sera interprétée comme étant la manifestation d'un gonflement.

Numéro particule	Surf (40% HR)	Surf (85% HR)	Déf. surf [%]
1	1555,08	1620,14	4,18
2	898,29	951,97	5,97
3	2598,88	3116,26	19,90
4	993,11	1125,45	13,32
5	782,76	985,69	25,92
6	700,60	770,15	9,92

TABLE 3.3 – Déformation surfacique (Déf. surf) au MEBE du sol SONAPI-09

Ainsi, les surfaces mesurées et le pourcentage de déformation surfacique figurent dans la TABLE 3.3. Des essais du même type ont été réalisés par Tatiana Maison [78] sur la montmorillonite grecque ($\% < 2\mu m = 90\%$, $w_l = 170$, $w_p = 60$, $I_p = 110$, $\% \text{ CaO} < 10\%$) et sur 5 échantillons de l'argile verte de Romainville ($67 < \% \text{ inf } 2\mu m < 90$, $65 < w_l < 90$, $32 < w_p = 41$, $30 < I_p < 59$, $15 < \% \text{ CaCO}_3 < 20$). Les résultats de l'étude du gonflement basée sur la déformation surfacique figurent dans la TABLE 3.4. Le gonflement individuel maximum correspond à la déformation surfacique pendant une phase de l'essai, pour une teneur en eau donnée. Le gonflement cumulé correspond à la déformation surfacique totale du début à la fin de l'essai.

échantillon	Gonflement individuel max	Gonflement cumulé
Montmorillonite grecque	4,5%	35,5%
Argile verte de Romainville	3,7%	27,6%

TABLE 3.4 – Déformation surfacique au MEBE des sols étudiés par T. Maison [78]

Nous pensons, à la lumière des résultats de Tatiana Maison [78], que les déformations surfaciques obtenues pour les particules "3" et "5", soit respectivement 19,90% et 25,92%, sont du même ordre que celles obtenues pour l'argile verte de Romainville. Il peut s'agir de particules de montmorillonite présente dans l'échantillon SONAPI-09, montmorillonite mise en évidence par l'essai de diffraction aux rayons X réalisé sur ce même échantillon. Les particules "1", "2", "4", et "6" ont une déforma-

tion surfacique moindre et donc un gonflement moindre. Il peut s'agir de particules d'argiles du type vermiculite ; ce type d'argile est aussi présent sur le diffractogramme de SONAPI-09.

Nous pensons que cette importante augmentation de surface peut avoir plusieurs explications. La première est que pendant l'"inondation" de la chambre du MEBE à l'humidité relative de 90%, il est possible que d'autres particules soient venues s'agglomérer à la particule "5" et contribuer à l'augmentation de sa surface. La seconde est que la particule "5" soit une particule d'argile gonflante de type smectite et que les autres soient des particules d'argiles moins gonflantes. Le gonflement cumulé de 25,92% mesuré pour l'argile de Delmas est une valeur assez proche des gonflements cumulés mesurés par Maison [78]. La troisième explication est que le gonflement de certaines particules peut être anisotrope (selon la disposition des feuillets d'argile) et donc imperceptible s'il se produit dans la direction perpendiculaire au plan d'observation.

Une moyenne des déformations surfaciques a été calculée pour les particules de l'échantillon précédemment observé au MEBE. Celle-ci équivaut à 13,2%, ce qui est courant dans la littérature des sols gonflants citée dans ce travail.

Notons comme limitations dans ces observations que le MEBE ne permet pas une observation à de trop importantes teneurs en eau. À 90% d'humidité relative, la chambre du MEBE est complètement "inondée" et il n'est plus possible de faire des observations du fait du manque de netteté des images. Ces images ne figurent pas dans ce texte. La déformation des particules ne peut s'estimer qu'en mesurant la déformation surfacique. Il n'est pas possible de mesurer une déformation volumique ce qui permettrait de mieux évaluer le gonflement.

Avantages et inconvénients du MEBE

Nous achevons cette partie sur le MEBE en précisant les nombreux avantages de son utilisation et bien entendu quelques inconvénients [77].

Le MEBE permet de travailler dans des conditions de température et d'humidité contrôlées ce qui permet d'étudier des échantillons de sol avec la teneur en eau naturelle ou une teneur en eau désirée dépendant des conditions dans lesquelles les expérimentations veulent être réalisées. Un autre gros avantage est que l'échantillon peut être introduit dans la

chambre du MEBE avec la consistance désirée et sans traitement préalable ce qui permet de l'étudier dans les conditions naturelles, comme prélevé sur le site d'étude. L'avantage le plus utile dans le cas de l'étude du retrait/gonflement est de pouvoir travailler avec les échantillons de sol de façon dynamique en réalisant, dans la chambre même du MEBE, des cycles d'humidification/séchage en faisant varier l'humidité relative. Dans ce dernier cas, des photos successives peuvent être prises au cours de l'expérimentation ce qui permet d'observer les déformations surfaciques des particules de sol. Ces photos peuvent ensuite être montées en vidéo pour apprécier de façon un peu plus concrète les déformations des grains de sol.

Le MEBE présente néanmoins certaines limites, acceptables quand même étant donné le potentiel intéressant de cet appareil, notamment le fait que le réglage du contraste et de la brillance après chaque changement de pression se fasse de façon manuelle. L'automatiser rendrait l'appareil plus efficace lors des essais de longue durée, ce qui n'exigerait pas à l'opérateur d'être toujours présent du début à la fin de l'essai. Certaines photos prises au cours des expériences réalisées sur le sol SONAPI-09 ont été éliminées car elles étaient trop floues pour être intégrées dans le montage vidéo qui a été fait par la suite. Les essais réalisés au MEBE permettent d'évaluer le gonflement en estimant la valeur de la déformation surfacique. Dans ce cas, si le gonflement est anisotrope, il y a des possibilités qu'il ne soit pas observé.

3.8 Évaluation du gonflement : méthodes géotechniques

Cette section est consacrée à la mise en évidence du caractère gonflant des sols étudiés par des méthodes géotechniques indirectes simples et économiques, les limites d'Atterberg par exemple. Plusieurs auteurs ont donné des méthodes de détection du caractère gonflant d'un sol et de l'évaluation de son potentiel de gonflement en se basant sur les propriétés physiques de ces sols déterminés à partir d'essais classiques de mécanique des sols. Ces méthodes, qu'elles soient qualitatives ou quantitatives ont été développées pour les sols étudiés par ces auteurs, sur des bases empiriques. La recherche bibliographique a permis de classer

ces méthodes en trois grandes catégories en fonction du nombre de paramètres utilisés ; ce nombre de paramètres étant généralement compris entre 1 et 3. Elles ne sont pas a priori applicables à d'autres sols. Cependant, nous utiliserons ces méthodes dans la suite du travail comme un moyen de vérification pour les résultats expérimentaux obtenus.

3.8.1 Évaluation qualitative du gonflement en fonction d'un paramètre

Ces méthodes relient le I_p , le w_r ou le I_r au potentiel de gonflement des sols. La TABLE 3.5 et TABLE 3.6 donnent une appréciation du potentiel de gonflement en fonction de l'indice de plasticité. Dans le premier cas, l'amplitude du gonflement (ϵ_s [%]) est aussi évaluée. L'expérience a sans doute montré que les sols gonflants présentaient toujours un I_p élevé ; la réciproque n'étant pas forcément vraie.

Taux de gonflement	ϵ_s [%]	I_p
faible	0 - 1,5	0 - 10
moyen	1,5 - 5	10 - 20
élevé	5 - 25	20 - 35

TABLE 3.5 – Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lundgreen (1962) [74]

I_p [%]	Potentiel de gonflement
> 35	très élevé
32 - 35	élevé
18 - 32	moyen
< 18	faible

TABLE 3.6 – Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980) [31]

Ainsi, selon ces deux tableaux, le sol SONAPI-09 ($I_p = 19,0$) aurait un potentiel de gonflement moyen et SONAPI-10 ($I_p = 40,5$) aurait un potentiel de gonflement élevé. Le potentiel de gonflement du sol BME-11 ($I_p = 14,5$) serait moyen d'après Seed et al. [74] et faible d'après Snethen [31].

Les TABLE 3.7 et TABLE 3.8 estiment le potentiel de gonflement respectivement d'après la limite de retrait w_r et l'indice de retrait I_r . Les limites de retrait n'ont été déterminées que pour les échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10. Leur potentiel de gonflement serait faible d'après Altmeyer [52] et élevé d'après Ranganatham et Satyanarayana [100].

w_r [%]	Potentiel de gonflement
< 10	fort
10 - 12	critique
> 12	faible

TABLE 3.7 – Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955) [52]

I_r [%]	Potentiel de gonflement
0 - 20	faible
20 - 30	moyen
30 - 60	fort
> 60	très fort

TABLE 3.8 – Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965) [100]

La TABLE 3.9 résume l'évaluation du potentiel de gonflement pour les trois sols par les méthodes indirectes utilisant l' I_P , l' I_r ou le w_r .

Classification	SONAPI-09	SONAPI-10	BME-11
Altmeyer	faible	faible	-
Ranganatham/Satyanarayana	fort	fort	-
Seed, Woodward/Lungreen	moyen	élevé	moyen
Snethen	moyen	élevé	faible

TABLE 3.9 – Potentiel de gonflement du sol de la SONAPI en fonction d'un seul paramètre

3.8.2 Évaluation qualitative du gonflement en fonction de deux paramètres

D'autres classifications se basent sur deux paramètres. La première que nous présenterons est celle du Building Research Engineering [31] [52] utilise l' I_p et le pourcentage d'éléments dont la taille est inférieure à $2\mu m$ (TABLE 3.10). D'après cette classification, le potentiel de gonflement de SONAPI-09 ($I_p = 19,0$; $\% < 2\mu m = 45$) serait moyen, celui de SONAPI-10 ($I_p = 40,5$; $\% < 2\mu m = 71$) serait élevé et dans le cas du BME-11 ($I_p = 14,5$; $\% < 2\mu m = 30$), le potentiel de gonflement serait faible.

I_p	$\% < 2\mu m$ (argile)	Potentiel de gonflement
> 48	> 95	très élevé
22 - 48	60 - 95	élevé
18 - 22	30 - 60	moyen
< 18	< 30	faible

TABLE 3.10 – Potentiel de gonflement d'après le BRE (1980) [31] [52]

Celle de William et Donaldson [94] (FIGURE 3.30) utilise elle aussi l' I_p et le pourcentage d'argile. De plus, l'activité des argiles contenues dans le matériau peut être évaluée du même coup dans cette classification. Ainsi, d'après cette classification, l'échantillon SONAPI-09 aurait un potentiel de gonflement faible, moyen pour le sol SONAPI-10 et faible pour le sol BME-11.

La classification de Seed et al. [111] (FIGURE 3.31) prend en compte le pourcentage de particules dont la taille est inférieure à $2\mu m$, les argiles, et le coefficient d'activité $[A_c]$ de celles-ci. Le sol SONAPI-09 ($\% < 2\mu m = 45$; $A_c = 0,4$) est donc classé comme ayant un potentiel de gonflement moyen, l'échantillon SONAPI-10 ($\% < 2\mu m = 71$; $A_c = 0,6$) aurait un potentiel de gonflement très élevé et le BME-11 ($\% < 2\mu m = 30$; $A_c = 0,5$) un potentiel de gonflement faible.

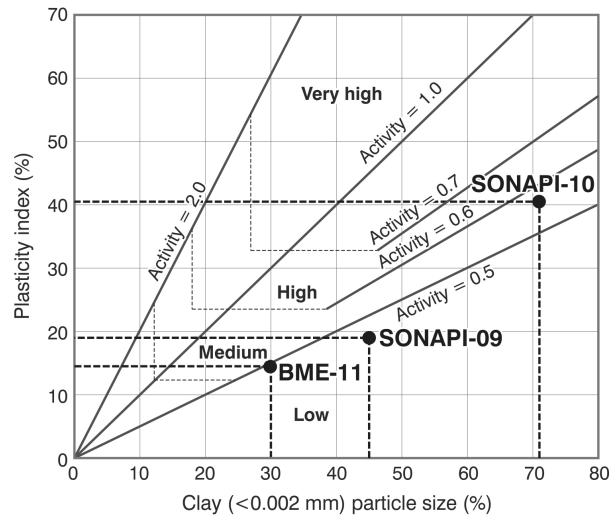


FIGURE 3.30 – Potentiel de gonflement d'après Williams et Donaldson (1980) [94]

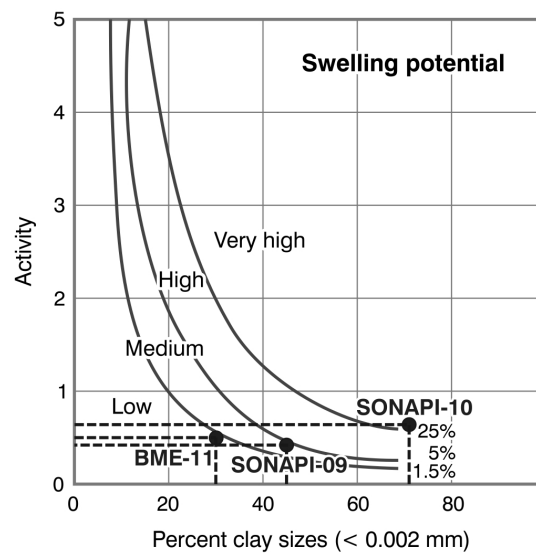


FIGURE 3.31 – Potentiel de gonflement d'après Seed et al (1962) [111]

Dakshanamurphy et Raman ont produit une classification basée sur le diagramme de Casagrande (FIGURE 3.32). Elle classe SONAPI-09 et BME-11 comme ayant un potentiel de gonflement moyen et l'échantillon SONAPI-10 comme ayant un potentiel de gonflement élevé.

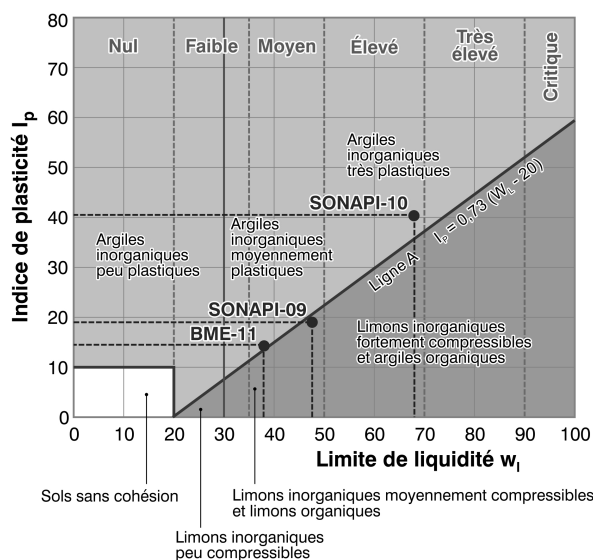


FIGURE 3.32 – Potentiel de gonflement d'après Dakshanamurphy et Raman (1973) [111]

La TABLE 3.11 résume l'estimation du potentiel de gonflement, en fonction de deux paramètres, pour les trois échantillons de sols étudiés. Un commentaire général sera fait à propos de ces différentes classifications après la présentation des méthodes d'estimation du gonflement.

Classification	SONAPI-09	SONAPI-10	BME-11
Williams et Donaldson	faible	élevé	faible
Building Research Establishment	moyen	élevé	faible
Seed et al	moyen	très élevé	faible
Dakshanamurphy et Raman	moyen	élevé	moyen

TABLE 3.11 – Potentiel de gonflement du sol de la SONAPI et du BME en fonction de 2 paramètres

3.8.3 Évaluation qualitative du gonflement en fonction de trois paramètres

Cette dernière catégorie appuie sa classification sur trois paramètres. Pour Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973) [31] (TABLE 3.12) ces paramètres sont : l'indice de plasticité I_p et la limite de retrait w_r et la limite de liquidité w_l . Selon cette classification, SONAPI-09 ($I_p = 19,0$; $w_r = 15,3$; $w_l = 47,6$) aurait un potentiel de gonflement moyen. SONAPI-10 ($I_p = 40,5$; $w_r = 12,1$; $w_l = 68,0$) n'entre pas très bien dans cette classification. Par exemple, son I_p le classe comme étant un sol à potentiel de gonflement très élevé alors que son w_r et son w_l le classifient comme étant à potentiel de gonflement moyen. Le w_r de l'échantillon BME-11 ($I_p = 14,5$; $w_r = ?$; $w_l = 38,0$) n'étant pas été déterminé, son potentiel de gonflement ne peut être estimé à l'aide de cette méthode, mais nous pensons qu'il serait certainement dans la même situation que SONAPI-10 car son I_p et son w_l classifient déjà son gonflement différemment.

ϵ_s	I_p [%]	w_r [%]	w_l [%]
faible	≤ 15	≥ 15	20 - 35
moyen	15 - 25	10 - 15	35 - 50
élevé	25 - 35	7 - 10	50 - 70
très élevé	> 35	< 7	> 70

TABLE 3.12 – Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973) [31]

3.8.4 Évaluation quantitative du gonflement

D'autres chercheurs ont voulu être un peu plus précis dans la caractérisation du gonflement à l'aide des paramètres classiques de mécanique des sols et se rejoignent sur les paramètres à utiliser. Ces paramètres, pour citer les principaux, sont : le pourcentage d'argile, les limites d'Atterberg, la teneur en eau naturelle, la densité sèche, la teneur en carbonate de calcium ... La démarche est relativement simple. Elle consiste à effectuer les essais de mécanique des sols permettant d'obtenir la valeur des paramètres précédents pour un certain nombre d'échantillons. Après traitement statistique, on obtient une équation modèle donnant la pres-

sion et/ou l'amplitude du gonflement en fonction de ces paramètres. Des essais de caractérisation à l'œdomètre sont aussi réalisés pour connaître les vraies valeurs de la pression de gonflement ou de son amplitude en vue d'estimer la justesse du modèle et de le corriger si besoin. Erguler et al. [57] ont développé près d'une soixantaine d'équations modèles¹ et deux d'entre elles (équations 3.2 et 3.3), données à titre d'exemple, permettent d'obtenir l'amplitude du gonflement (ϵ_s) et la pression de gonflement (P_g) à partir des limites d'Atterbeg.

$$\epsilon_s = -22,41 - 0,54w_l + 0,65I_p \quad (r = 0,82) \quad (3.2)$$

$$P_g = -923,4 + 26,5w_l - 9,8w_p \quad (r = 0,81) \quad (3.3)$$

3.8.5 Récapitulation

En résumé, plusieurs méthodes ont été présentées dans le but de déterminer le potentiel de gonflement des sols utilisés dans le cadre de ce travail. Dépendant de l'approche des chercheurs qui ont mis au point les méthodes, elles se basent sur un, deux ou trois paramètres géotechniques. Il est clair que les classifications présentées ici ne se rejoignent pas même quand ils utilisent les mêmes paramètres ; les classifications de Seed et al. [74] (TABLE 3.5) et de Snethen [31] (TABLE 3.6) utilisant l' I_p en témoignent par exemple.

Nous pensons que les méthodes n'utilisant qu'un seul paramètre ne sont pas très fiables car le gonflement dépend de beaucoup plus de paramètres. Les classifications dépendant d'au moins deux paramètres ne sont pas très adéquates non plus si les paramètres sont interdépendants (I_p , Activité, % < $2\mu m$). De plus des paramètres importants ne sont pas présents dans ces classifications. La teneur en carbonates n'est pas prise en compte alors que les carbonates ont un effet stabilisateur sur les sols. La teneur en eau naturelle non plus n'est pas mentionnée. Plus celle-ci est élevée, moins important sera le gonflement.

Ceci dit, la classification de Dakshanamurphy et Raman (FIGURE 3.32) est celle qui sera retenue pour l'évaluation du potentiel de gonflement des échantillons de sol analysés. Cette classification qui utilise l' I_p et le

1. La désignation des variables de ces équations est différente de celle ici utilisée par Erguler et al. pour garder une uniformité dans le document

w_l a été utilisée pour la classification géotechnique des sols SONAPI-09, SONAPI-10 et BME-11. En effet, celle-ci fait intervenir la consistance des sols, ce qui est plus adéquat dans le cas qui concerne cette thèse. Une classification qui dépendrait du pourcentage d'argile par exemple, interpréterait mal le potentiel gonflant suivant que l'argile soit granulométrique (grains de taille inférieure à $2\ \mu m$) ou minéralogique.

Rappelons que ces relations, tableaux et graphiques sont le fruit de travaux effectués sur plusieurs dizaines d'échantillons et dont les résultats ont été traités avec des méthodes statistiques. Ils ne donnent que des indications sur le potentiel de gonflement ce qui ne remplace en aucun cas les mesures directes du gonflement à l'œdomètre que nous verrons plus tard dans ce document.

3.8.6 Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif l'étude du potentiel de gonflement du sol de la formation Morne Delmas par des méthodes indirectes. Il a débuté avec quelques illustrations du problème de gonflement des sols dans certaines régions du monde et de ses conséquences structurelles (les fissures sur les bâtiments) et économiques (le coût de réparation des ouvrages). Ensuite, une revue de la théorie des argiles a permis de comprendre la structure des argiles suivant leur nature et le mécanisme de gonflement de celles-ci.

Les moyens indirects utilisés pour estimer le potentiel de gonflement des sols de la formation de Delmas sont de deux types : minéralogiques et géotechniques. En ce qui a trait aux moyens minéralogiques d'évaluation du potentiel de gonflement, nous avons utilisé la diffraction aux rayons X et le Microscope électronique à Balayage Environnemental (MEBE). La diffractométrie aux rayons X a prouvé qu'il y avait dans les échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10 des minéraux gonflants du type montmorillonite et vermiculite. Cela expliquerait donc le potentiel de gonflement déduit des différentes méthodes d'estimation de celui-ci utilisées dans le cadre de ce travail.

Les observations au microscope électronique à balayage environnemental MEBE sur SONAPI-09 ont consisté à observer cet échantillon dans sa structure et à estimer son gonflement suite à une humidification en faisant passer la chambre du MEBE de 40% d'humidité relative à

85% d'humidité relative avec des étapes intermédiaires à 60% et 80% d'humidité relative. Les particules de sol ont été observées au MEBE au début de l'expérience à 40% d'humidité de relative. Leur surface a été mesurée. Une autre observation a été faite à la fin de l'expérience à 85% d'humidité relative et la surface des particules a été mesurée. La différence entre les deux valeurs de surface mesurées pour chaque particule donne la déformation surfacique et donc une estimation quantitative du gonflement du sol. Dans le cas présent du sol SONAPI-09, six particules (numérotées de 1 à 6) ont été observées. Les déformations surfaciques exprimées en "%" (TABLE 3.3) montrent que nous sommes en présence de divers types d'argiles. La déformation surfacique la plus élevée est celle de la particule "5". Cette déformation est du même ordre que celle mesurée par le même procédé sur l'argile verte de Romainville, une montmorillonite étudiée par Maison [78] dans le cadre de sa thèse. Il peut s'agir dans notre cas de la montmorillonite détectée à par diffraction aux rayons X sur les échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10. Les autres particules ont une déformation surfacique moindre. Il s'agit dans leur cas probablement de minéraux argileux moins gonflants ou d'un gonflement anisotrope qui ne peut pas être mis en évidence avec l'observation des photos prises au MEBE.

Les méthodes géotechniques d'évaluation du potentiel de gonflement utilisent les paramètres physiques déterminés au Chapitre 2 tels que les limites d'Atterberg, la granulométrie, le coefficient d'activité... Ce sont des méthodes empiriques qui se basent dans certains cas sur un, deux, ou trois paramètres. Dans le cas des méthodes utilisées dans le cadre de cette thèse, celles-ci se basant sur un seul paramètre ont pris en compte soit l' I_p (TABLE 3.5 et TABLE 3.6), soit l' w_r (TABLE 3.7) ou le I_r (TABLE 3.8). Dans le cas des classifications selon l' I_p , le potentiel de gonflement de SONAPI-09 serait moyen, celui de SONAPI-10 serait élevé et celui de BME-11 serait moyen dans un cas et faible dans l'autre. Altmeyer [52] qui classe suivant le w_r , indique un potentiel gonflant faible pour SONAPI-09 et SONAPI-10 et la classification de Ranganatham et al. conclut que ces deux précédents échantillons ont un potentiel de gonflement fort. Nous pensons cependant que ces classifications ne sont pas très adéquates car le gonflement, dans la réalité, dépend en général de beaucoup plus de paramètres.

Les classifications se basant sur deux paramètres retenus dans le cadre de cette étude font intervenir soit l' I_p et le pourcentage d'éléments de taille inférieure à $2\mu m$ (TABLE 3.10 et FIGURE 3.30), soit le coefficient d'activité et le pourcentage d'éléments de taille inférieure à $2\mu m$ (FIGURE 3.31), ou finalement l' I_p et le w_l (FIGURE 3.32). Williams et Donaldson [94] classifient SONAPI-09 et BME-11 comme étant à potentiel de gonflement faible et SONAPI-10 à potentiel de gonflement élevé. Le Building Research Establishment [31] [52] qualifie d'élevé et de faible le potentiel de gonflement de SONAPI-10 et BME-11 comme dans le cas de la classification précédente et classe comme étant moyen le gonflement de SONAPI-09. Seed et al. [111] classifient, en fonction du coefficient d'activité et du pourcentage d'argile, le BME-11, le SONAPI-09 et le SONAPI-10 comme à potentiel de gonflement faible, moyen et très élevé respectivement. Dakshanamurphy et Raman [111] utilisent l' I_p et le w_l comme paramètre entrant dans leur classification du potentiel de gonflement. D'après eux, BME-11 et SONAPI-09 ont un potentiel de gonflement moyen et SONAPI-10 un potentiel de gonflement élevé.

Une seule classification faisant intervenir trois paramètres a été présentée dans cette thèse (TABLE 3.12). Elle est de Holtz et al. [31] et tient compte de l' I_p , le w_r et le w_l . Selon elle, SONAPI-09 aurait un gonflement moyen et SONAPI-10 un gonflement très élevé. Le BME-11 n'entre pas dans ces classifications.

Il est important de faire remarquer que le paramètre le plus présent dans les classifications est l'indice de plasticité. C'est donc un paramètre très important dans l'estimation du potentiel de gonflement qui doit normalement être accompagné d'autres paramètres physiques car comme nous l'avons signalé précédemment, évaluer le gonflement à l'aide d'un seul paramètre peut ne pas être juste si le paramètre en question ne fait pas intervenir la consistance du matériau (Section 3.8.2). Une autre remarque est que, dans l'ensemble, toutes les classifications exception faite de celle d'Altmeyer [52] et celle de Williams et Donaldson [94] s'accordent sur le fait que le potentiel de gonflement de SONAPI-10 est élevé. La première se base sur le w_r , donc une classification d'après un seul paramètre et la seconde se base sur le pourcentage d'argile et le coefficient d'activité qui est une fonction du pourcentage d'argile. Nous pensons de ce fait que le pourcentage de $CaCO_3$ est à tenir en compte

dans les méthodes de classification du potentiel de gonflement étant donné ses propriétés stabilisatrices.

Le chapitre suivant se chargera de déterminer les propriétés mécaniques de ce sol et plus particulièrement les caractéristiques oedométriques très importantes si on veut avoir des données quantitatives précises comme les pressions de gonflement.

3.9 À retenir

1. La diffractométrie aux rayons X a montré que les trois échantillons de marnes prélevés dans la formation géologique Morne Delmas contiennent des argiles gonflantes : montmorillonite, vermiculite (Section 3.7.1).
2. L'essai d'humidification/séchage au Microscope Électronique à Balayage Environnemental a permis de mettre en évidence le gonflement des argiles contenues dans ces marnes (Section 3.7.3).
3. Le gonflement de deux échantillons de marne de la formation de Morne Delmas a été estimé à l'aide de méthodes indirectes en utilisant certains paramètres géotechniques (limites d'Atterberg, pourcentage d'argile, ...). D'après la méthode se basant sur l'abaque de Casagrande, le sol de Delmas aurait un gonflement allant de moyen à élevé (Section 3.8.2).

Chapitre 4

Le gonflement des sols : mesures directes

4.1 Introduction

Nous avons vu au chapitre précédent comment on pouvait évaluer le gonflement à partir d'essais courants en mécanique des sols (relativement rapide et pas très coûteux) et d'essais plus spécialisés comme la diffraction aux rayons X et la microscopie électronique à balayage environnemental (MEBE). Ils permettent au technicien d'avoir une estimation de son potentiel de gonflement et de bien planifier la série d'essais qu'il aura à effectuer dans la suite de ses travaux. Mais comme nous l'avons souligné à plusieurs reprises, il ne s'agit que d'estimations. Elles sont certes fiables, mais ne pourront jamais remplacer les mesures directes de la pression et de l'amplitude du gonflement réalisées à l'aide d'un œdomètre.

Ce chapitre sera donc consacré à la caractérisation du gonflement des sols étudiés dans le cadre de ce travail par des mesures directes de pression de gonflement et de l'amplitude de ce dernier. Les pressions de gonflement seront déterminées en premier lieu. Ensuite, l'amplitude du gonflement sera déterminée systématiquement en faisant varier certains paramètres comme la température de séchage des échantillons, leur teneur en eau et leur poids volumique sec (déterminés à l'aide de l'essai Proctor) et la pression d'une charge verticale. Ces paramètres seront précisés au fur et à mesure du développement de ce chapitre.

4.2 Essai Proctor

Le sol à tester doit être compacté dans l'anneau œdométrique à une teneur en eau ($w[\%]$) et un poids volumique sec ($\gamma_d[kN/m^3]$) donnés. Ces informations sont déterminées à l'aide d'un essai de compactage appelé "essai Proctor" [47]. L'essai Proctor peut être "normal" ou "modifié". En effet, l'essai Proctor modifié requiert une plus grande énergie de compactage et est recommandé dans le cas de sols susceptibles de recevoir des chargements de loin plus importants que ceux d'un hangar industriel. Cet essai a été réalisé pour SONAPI-09 et SONAPI-10 suivant la norme NF P 94-093 [18]. La FIGURE 4.1 représente les courbes obtenues et la TABLE 4.1 regroupe les valeurs retenues pour l'optimum Proctor.

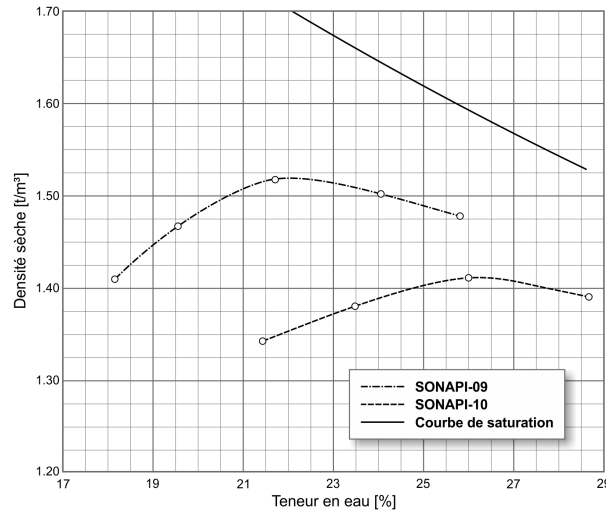


FIGURE 4.1 – Essais Proctor pour SONAPI-09 et SONAPI-10

échantillon	w_{opt} [%]	$\gamma_d[kN/m^3]$
SONAPI-09	22,0	14,9
SONAPI-10	26,5	13,9

TABLE 4.1 – Optimum Proctor pour SONAPI-09 et SONAPI-10

Nous pouvons constater une différence entre les courbes obtenues. La teneur en eau optimale pour SONAPI-10 est supérieure à celle du

SONAPI-09 tandis que le poids volumique sec du SONAPI-10 est inférieur à celle du SONAPI-09. Cette différence peut s'expliquer par la nature différente de ces deux échantillons de sol issus de la formation Morne Delmas, formation géologique hétérogène (Section 2.3 sur la classification). Si on s'inspire des travaux de Bell [32], Afès [24] et Cabane [41] sur la stabilisation des sols argileux à la chaux, on pourrait penser que plus l'échantillon de sol contient du carbonate de calcium, plus il a une teneur en eau élevée et une densité faible à l'optimum Proctor. Ce n'est pas le cas dans le cas des sols de la formation de Delmas.

4.3 Pression de gonflement

La mesure de pression de gonflement est réalisée à l'aide de l'œdomètre. Cet essai reproduit en laboratoire les conditions de déformation des sols dans le cas des massifs de sol chargés uniformément et ne pouvant se déplacer que verticalement [76]. L'œdomètre utilisé pour réaliser ces mesures est représenté schématiquement par la FIGURE 4.2.

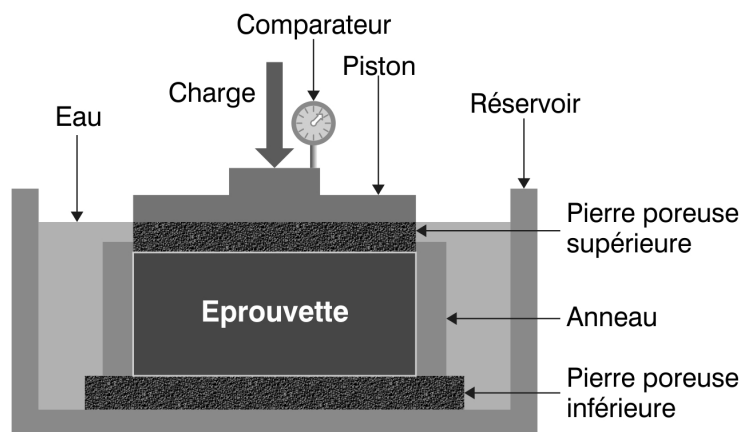


FIGURE 4.2 – Cellule œdométrique [76]

Il est composé de :

- un anneau cylindrique rigide contenant l'éprouvette de sol à tester
- deux pierres poreuses inférieure et supérieure assurant la saturation et le drainage de l'échantillon

- un piston à l'intérieur de l'anneau venant charger l'éprouvette de sol
- un réservoir contenant l'eau dans lequel tout le dispositif précédent est immergé
- un comparateur pour mesurer les déformations

L'appareillage une fois présenté, l'essai de détermination de la pression de gonflement consistera à limiter les déformations par imposition d'une charge verticale. Concrètement, un échantillon cylindrique ($h_a \approx 1,9\text{cm}$; $\phi_a \approx 6,3\text{cm}$) est placé dans l'œdomètre et le comparateur indique une mesure de départ (qui peut-être nulle s'il est réinitialisé). Dès que la saturation débute, le comparateur enregistre les mouvements verticaux (en μm) provoqués par le gonflement. À un certain moment, les variations mesurées par le comparateur sont estimées négligeables. Un système muni d'un bras de levier permet d'augmenter la charge sur l'échantillon de manière à ramener le comparateur à sa valeur de départ. La norme ASTM D4546 [15] citée par Sorratrice et al. [101] donne les détails de la réalisation de l'essai. Les valeurs obtenues pour les essais de pression de gonflement (P_g) sont résumées dans la TABLE 4.2.

échantillon	SONAPI-09	SONAPI-10				
-	-	1	2	3	4	5
w [%] initiale	22,0	23,4	28,4	23,4	19,0	23,4
γ_d [kN/m^3]	14,9	12,7	12,7	12,7	12,7	14,9
Type séchage	20°C	20°C	60°C	60°C	60°C	20°C
P_g [kPa]	54,0	25,6	58,5	62,0	69,1	101,0

TABLE 4.2 – Pression de gonflement (P_g) des échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10 ($\gamma_d = 14,9 \text{ kN}/\text{m}^3 = 1,5 \text{ t}/\text{m}^3$ et $\gamma_d = 12,7 \text{ kN}/\text{m}^3 = 1,3 \text{ t}/\text{m}^3$)

4.3.1 Pression de gonflement du sol SONAPI-09

La pression de gonflement du sol SONAPI-09, mesurée à l'œdomètre est de 54 kPa . Ce sol a été prélevé sur le site de la SONAPI à côté du bâtiment 6 comme indiqué sur la FIGURE 3.3. Ce sol a été laissé à l'air libre dans une salle à température constante égale à 20°C . Ce choix a été fait dans le but de ne pas porter le sol à des températures trop élevées

pouvant détruire les minéraux argileux. Quand le sol a été estimé "sec", il a été récolté. Une partie a servi à déterminer sa teneur, le restant a été mis en sachet et servira à la réalisation de l'essai proprement dit. Cette procédure a été adoptée pour une raison simple. Le sol n'étant pas séché à 105°C , il reste certainement une quantité d'eau interstitielle dans le matériau. Il faut connaître cette quantité d'eau de façon à pouvoir ajouter exactement la quantité nécessaire à une quantité de sol donnée pour atteindre l'optimum Proctor.

4.3.2 Pression de gonflement du sol SONAPI-10

La procédure avec l'échantillon SONAPI-10 a été différente. Pour aller plus loin dans la caractérisation de la pression de gonflement des sols analysés, les pressions de gonflement ont été déterminées en faisant varier des paramètres tels que la teneur en eau, le poids volumique sec, la température de séchage.

Ainsi, pour SONAPI-10, w et γ_d dans la colonne 1 correspondent aux valeurs de ces paramètres dans les conditions in situ. Les colonnes 2, 3 et 4 ont le même γ_d et une teneur en eau supérieure à la teneur en eau initiale pour la colonne 2 et une teneur en eau inférieure à la teneur en eau initiale pour la colonne 4. Cela nous permettra de caractériser le gonflement du sol par rapport à la teneur en eau de l'échantillon. La colonne 5 correspond au SONAPI-10 avec sa teneur en eau initiale et un γ_d plus élevé que les colonnes 1 à 4; il a été pris égal au γ_d de SONAPI-09.

Influence de la teneur en eau (w) et du poids volumique sec (γ_d)

Les essais des colonnes 2, 3 et 4 ont été réalisés dans les mêmes conditions avec des teneurs en eau différentes. On constate que plus la teneur en eau au départ de l'essai est élevée, moins la pression de gonflement est importante. Lors de la préparation de l'échantillon, le sol est malaxé avec une certaine quantité d'eau. Il est ensuite laissé au repos avant d'être compacté dans l'anneau œdométrique. Le laps de temps passé au repos a permis le gonflement d'une partie du sol avant même que l'essai proprement dit ne démarre. La déformation qui sera enregistrée par le comparateur à partir de la saturation de l'échantillon

sera moins élevée dans le cas d'un échantillon à teneur en eau de départ plus élevée.

Ces résultats sont cependant contradictoires avec ceux de Villar et al. [109] par exemple. Selon eux, la teneur en eau initiale n'influencerait pas de manière significative la pression de gonflement.

Prenons le cas de l'échantillon de sol SONAPI-10. L'essai de la colonne 5 est réalisé avec un γ_d supérieur à ceux des colonnes 1 à 4 et aussi accuse une pression de gonflement supérieure à la leur. Des observations similaires ont déjà été faites par Villar et al. [109] qui ont travaillé sur l'influence de la densité sèche et la teneur en eau de la bentonite FEBEX sur son gonflement. D'après les résultats obtenus par ces chercheurs, une augmentation du $\gamma_d[t/m^3]$ implique une augmentation de la pression de gonflement P_g suivant une relation exponentielle.

En effet, une densité sèche plus élevée correspond à un plus grand nombre de particules de sol dans l'anneau œdométrique. La quantité d'eau totale présente dans l'échantillon correspond à de l'eau libre, mais aussi à l'eau adsorbée par les particules argileuses dans le matériau. Ceci contribue au gonflement du matériau et il s'ensuit une augmentation de la pression de gonflement.

4.3.3 Pression de gonflement du sol BME-11

La même procédure que pour SONAPI-09 a été adoptée pour le sol BME-11. La pression de gonflement mesurée est de 11,0 *kPa*.

4.3.4 Interprétation des résultats

Plusieurs recherches ont étudié la question de la détermination de pression de gonflement de sols ayant plus ou moins les mêmes caractéristiques que ceux dont il est question dans le cadre de cette thèse. Meisina [88] par exemple dans ses travaux sur la prédiction du potentiel de gonflement/retrait de sols argileux italiens (plus de 200 échantillons d'argile, de marne argileuse et de marne calcaire) à l'aide de l'essai au bleu de méthylène a présenté un tableau (TABLE 4.3) où elle qualifiait le potentiel de gonflement (faible, moyen, élevé, ...) en fonction de la pression de gonflement mesurée pour les sols testés dans le cadre de ses travaux.

Valeur au Bleu	I_p	P_g [kPa]	ϵ_s
<2,5	<12	0 - 100	faible
2,5 - 4,5	12 - 35	100 - 300	moyen
4,5 - 9	35 - 45	300 - 500	élevé
>9	>45	>500	très élevé

TABLE 4.3 – Classification des pressions de gonflement (P_g) basée sur la valeur au bleu [88]

D'autres travaux [57] se contentent de déterminer les pressions de gonflement sur un secteur et de les représenter sur une carte avec un code de couleur sans faire de réelle classification. La FIGURE 4.3 représente un travail de ce genre réalisé en Turquie.

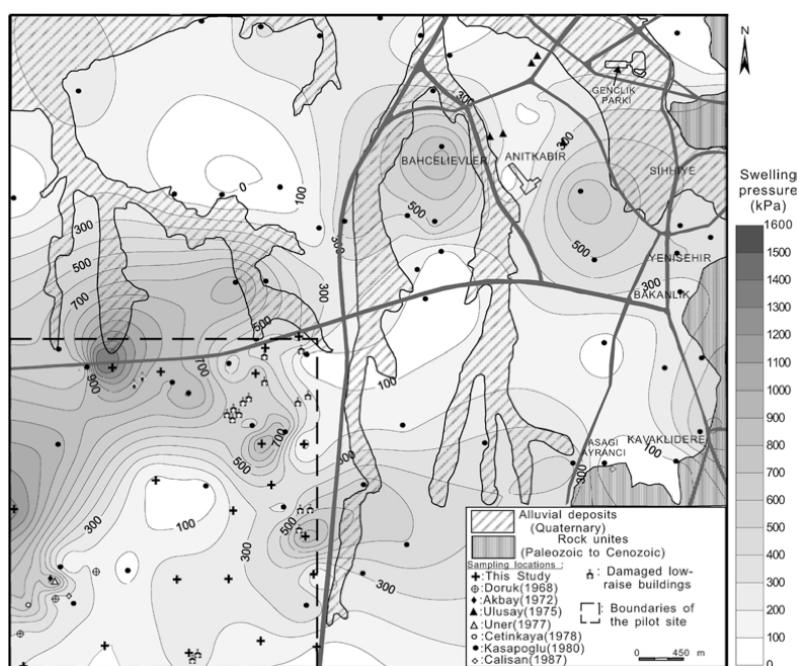


FIGURE 4.3 – Cartographie des pressions de gonflement basée sur équations-modèles [57]

À première vue, on pourrait penser que c'est une lacune de ne pas pouvoir trouver ce genre de classification. Un technicien serait plus confortable et plus rassuré de savoir qu'une pression de gonflement don-

née en kPa est qualifiée de faible ou de très élevée. C'est par exemple le cas, dans le chapitre précédent, du potentiel de gonflement déterminé par les méthodes indirectes. Suivant la valeur des limites d'Atterberg, le gonflement du sol est qualifié de faible, de moyen ou de fort. L'explication est simple. L'estimation de la pression de gonflement avec les méthodes indirectes prend en compte les paramètres intrinsèques du sol : sa minéralogie, ses limites de consistance, sa teneur en carbonates, ... Le sol peut développer une pression de gonflement d'une certaine valeur estimée à l'aide d'équations modèles (voir Section 3.8.4) ou même mesurée à l'œdomètre. Mais qualifier cette pression de faible ou d'élevée fait intervenir la nature des ouvrages construits sur ce sol¹. On pourrait supposer que si le poids de l'ouvrage permet de contrecarrer la pression de gonflement développée par le sol, aucun dégât ne sera observé sur l'ouvrage en question, étant donné que ce sont les fissures qui permettent d'apprécier dans une certaine mesure l'agressivité du phénomène. Des essais de détermination de l'amplitude du gonflement sous une charge verticale donnée ont été réalisés et les résultats figurent dans la suite de ce chapitre. Seront aussi présentés les résultats obtenus par Godefroid et Janssen [61] qui ont, dans le cadre de leur TFE, déterminé les efforts exercés sur un hangar industriel de la SONAPI à l'aide d'un modèle ABAQUS. En clair, le gonflement de ce sol ne sera pas qualifié de faible ou d'élevé, mais, dans ce cas, on dira simplement qu'il est susceptible ou non de détruire les bâtiments construits sur celui-ci.

4.4 Amplitude du gonflement et effets d'une charge imposée

L'essai de gonflement libre est réalisé avec le même dispositif (cellule œdométrique) que pour la détermination de la pression de gonflement à la seule différence que le gonflement dans ce cas n'est pas empêché. Le résultat de l'essai se présente sous forme de graphe avec en abscisse le logarithme du temps et en ordonnée le pourcentage de déformation.

1. On peut faire dans ce cas une analogie avec les échelles de mesure des intensités de tremblement de terre. Lors d'un épisode sismique, l'échelle de Richter mesure de façon objective la puissance du phénomène, c'est la magnitude. Le séisme est fort ou faible suivant que sa magnitude est élevée ou faible. L'échelle de Mercalli elle mesure l'intensité du phénomène en fonction des dégâts que celui-ci a causés.

La FIGURE 4.4 montre l’allure générale de la courbe d’amplitude du gonflement [89].

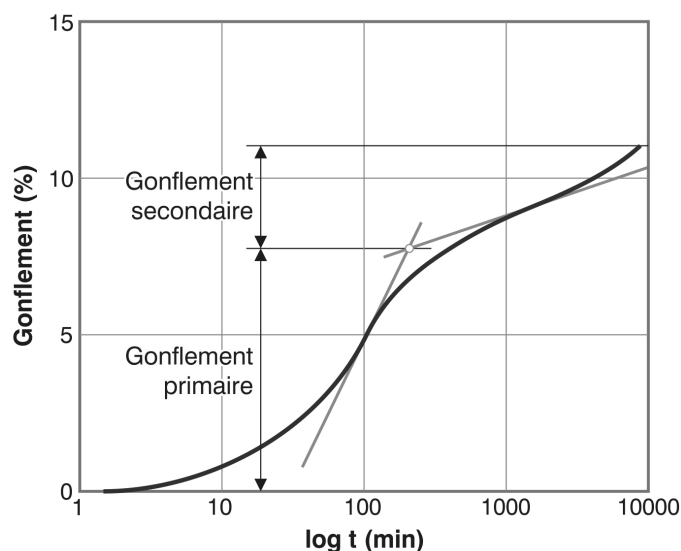


FIGURE 4.4 – Allure de la courbe de gonflement libre [89]

Deux étapes peuvent être distinguées dans cette courbe : le gonflement primaire et le gonflement secondaire. La première phase du gonflement correspond à la phase où l’eau remplit les vides contenus dans l’éprouvette de sol. La durée de cette phase dépend de la perméabilité du matériau. Le gonflement primaire est en général très rapide. La seconde phase correspond au gonflement secondaire qui est plus lent et correspond à la phase d’hydratation des minéraux argileux.

Il a été décidé, dans le cadre de ce travail, de réaliser non seulement des essais de gonflement libre, mais aussi des essais de gonflement avec une charge imposée. La première contrainte imposée vaut $28,75 \text{ kPa}$. Elle correspond à la contrainte exercée par la façade du bâtiment (hangar industriel de la SONAPI) juste en dessous de la semelle filante qui la supporte. Une charge de 54 kPa a été imposée à l’échantillon. Cette contrainte correspond à la pression de gonflement du sol. Une contrainte intermédiaire a été choisie égale à 41 kPa comme troisième contrainte. Les échantillons ont été placés dans la cellule œdométrique avec une teneur en eau de $w = 23,4\%$ et une densité sèche γ_d égale à

$12,7 \text{ kN/m}^3$. Ce sont les conditions du sol en place. Les échantillons ont été séchés pour ces essais à 60°C . L'idée de départ était de sécher les échantillons devant servir à réaliser ces essais à l'air pour ne pas détruire les particules d'argile. L'inconvénient avec ce mode de séchage est qu'il dure énormément. En référence aux normes en vigueur pour les essais de limites d'Atterberg, il a été fait choix de sécher les échantillons à la température de 60°C sans risquer de détruire l'argile contenue dans ce sol.

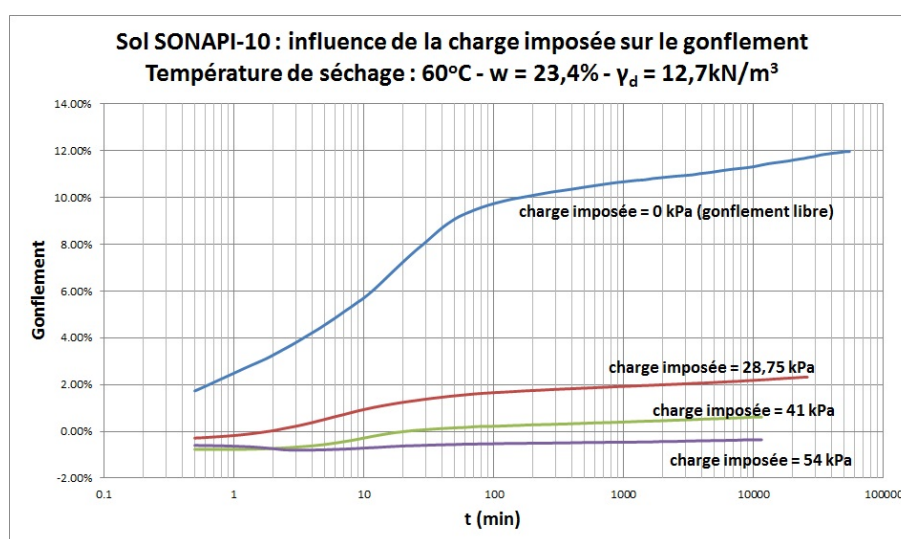


FIGURE 4.5 – Influence de la charge imposée sur le gonflement du sol SONAPI-10

Sur la FIGURE 4.5 nous pouvons constater que plus la charge imposée est élevée, plus l'amplitude du gonflement est faible. Ainsi, le gonflement libre voit son amplitude passer de 12% à 2,32% sous $28,75 \text{ kPa}$ pour quasiment s'annuler aux contraintes de 41,0 et $54,0 \text{ kPa}$. Les quatre courbes représentées ci-dessus reproduisent fidèlement la courbe type de gonflement en fonction du temps (FIGURE 4.4) avec un gonflement asymptotique vers la fin de l'essai.

Pour les échantillons chargés, nous observons une déformation négative (tassement) qui diminue le gonflement final de l'échantillon. Deux explications sont possibles. La première est que la charge imposée provoque un tassement au début de l'essai avant le début du processus de

gonflement. La seconde est que les forces osmotiques qui tendent à faire pénétrer l'eau dans les espaces interfoliaires sont contrecarrées par la contrainte verticale exercée sur l'éprouvette de sol. D'où un gonflement réduit au terme de l'essai.

Comme dans le cas des pressions de gonflement, les amplitudes de gonflement peuvent faire l'objet d'une représentation cartographique. Cette représentation peut se révéler d'une extrême importance pour un planificateur au stade d'avant-projet tout comme la carte de représentation des pressions de gonflement. La FIGURE 4.6 illustre une manière de représenter l'amplitude du gonflement de manière pratique à Ankara en Turquie selon les travaux de Erguler et al. [57].

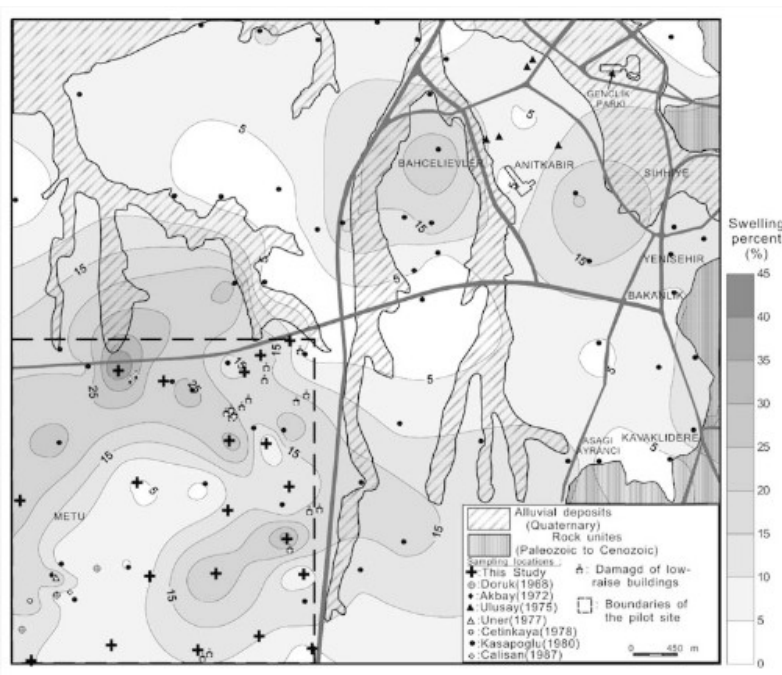


FIGURE 4.6 – Représentation cartographique du gonflement à Ankara en Turquie [57]

Signalons aussi que ces chercheurs ont représenté sur les cartes de pression et d'amplitude du gonflement la gravité des dommages sur les bâtiments résidentiels. Ce croisement d'informations a l'avantage de permettre aux chercheurs de mieux cerner le problème de gonflement des

sols et ce, de manière concrète. Dans le cas de la SONAPI, il n'est pas envisageable de faire pareille démarche étant donné le nombre réduit d'essais effectués même si le niveau de dommage dans les bâtiments a été représenté par un code de couleur (rouge, jaune, vert, voir FIGURE 3.3). Une telle démarche aurait tout son sens pour la zone de la formation Morne Delmas où les marnes sont présentes dans le sous-sol.

Des travaux ont été réalisés, encore en Turquie, sur l'amplitude du gonflement du sol accueillant les locaux d'un laboratoire de géotechnique par Ozer et al. [94]. Les dommages sont semblables à ceux observés dans les hangars industriels de la SONAPI. Des essais de gonflement libre ont été conduits dans le but de déterminer l'amplitude du gonflement sous les bâtiments. Les résultats obtenus par les travaux turcs et les nôtres présentent des similarités au niveau du gonflement maximum. Les taux de gonflement les plus élevés ne dépassent pas 12% sur deux des sites étudiés en Turquie (FIGURE 4.7).

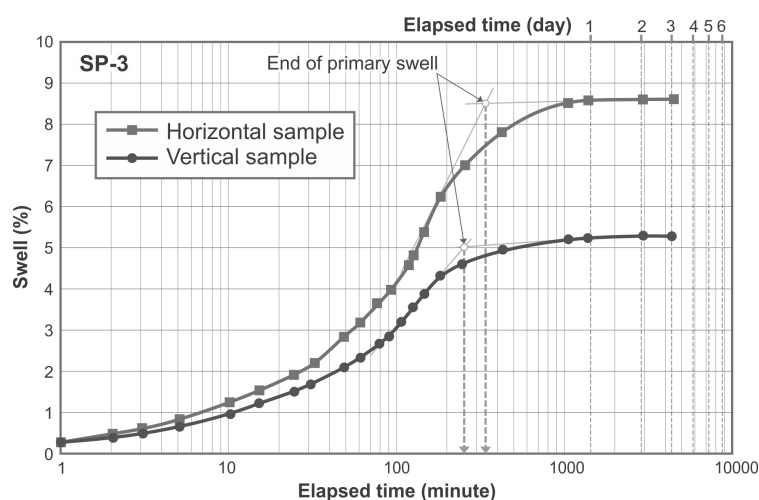


FIGURE 4.7 – Amplitude du gonflement sur un site en Turquie [94]

Ce gonflement est qualifié dans les interprétations des résultats comme étant un gonflement élevé. Cela se comprend étant donné la nature des dégâts observés (FIGURE 3.5) sur les bâtiments de laboratoire. Les termes "horizontal" et "vertical" qui apparaissent dans la légende de la FIGURE 4.7 traduisent le fait que les échantillons intacts ayant servi à réaliser les essais de gonflement libre dans le cas de cette étude ont été

prélevés verticalement en dessous des trottoirs bordant le local affecté par les problèmes de gonflement et horizontalement derrière les murs de soutènement endommagés suite au même phénomène.

D’autres auteurs comme Bekkouche et al. [31] ont donné des représentations cartographiques de pression et d’amplitude du gonflement. Signalons que ces cartographies sont réalisées sur base de résultats d’équations modèles faisant intervenir des paramètres classiques comme la teneur en eau naturelle, la densité sèche, les limites d’Atterberg. Ces cartes ont été dessinées pour certaines régions d’Algérie sont représentées par les FIGURE 4.8, et FIGURE 4.9.

Ces cartes sont dans l’ensemble semblables à celles présentées antérieurement dans ce chapitre sauf que les couleurs rendent les interprétations plus pratiques. Les pressions de gonflement les plus faibles valent 4 bars (0,4 MPa) et sont en bleu foncé (zone colorée tout au nord de la carte) sur la carte de la FIGURE 4.8. À ces mêmes zones, correspondent les amplitudes de gonflement les plus faibles représentées en rouge dans le même secteur sur la carte de la FIGURE 4.9. Cela peut venir des formules (équations de la Section 3.8.4 par exemple) utilisées et du poids attribué à chaque paramètre dans l’expression de ces dernières étant donné que les résultats viennent de mesures indirectes des paramètres de gonflement. L’autre explication est que la teneur en eau initiale et la densité sèche d’un échantillon ont une influence sur les mesures du gonflement. Aucune mesure directe du gonflement n’a été faite dans ce cas, nous avons voulu tester la véracité de cette hypothèse. Les résultats et interprétations sont résumés dans les paragraphes suivants.

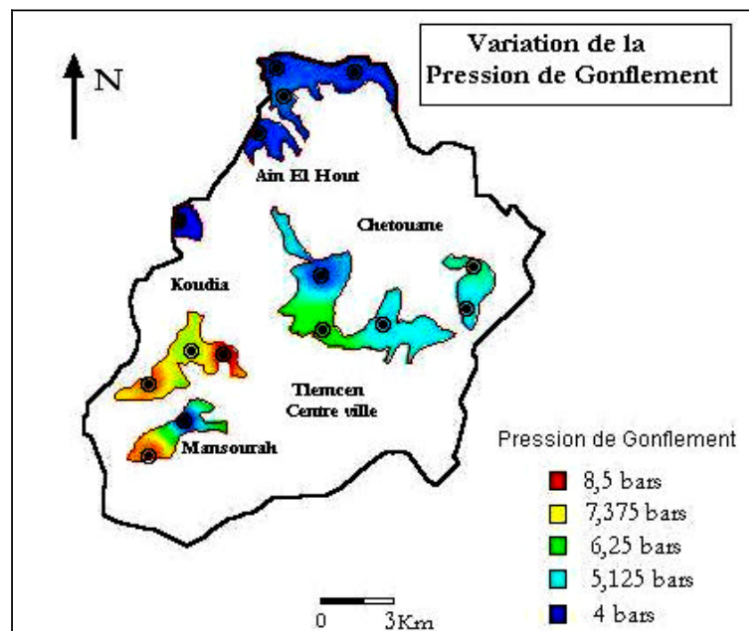


FIGURE 4.8 – Carte de pression de gonflement en Algérie [31]

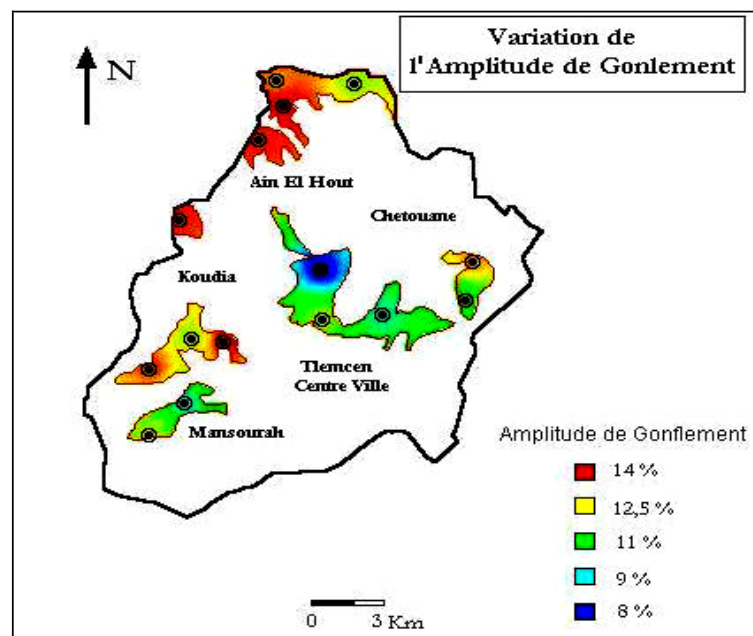


FIGURE 4.9 – Carte d'amplitude de gonflement en Algérie [31]

4.5 Amplitude du gonflement et teneur en eau initiale

Un échantillon à $w = 19,0\%$ et un autre à $w = 28,4\%$ ont été testés. Les résultats sont représentés par les FIGURES 4.10 et 4.11. Plusieurs remarques peuvent être faites sur ces courbes. La première, plus la teneur en eau initiale est faible, plus le gonflement final est important. Ce gonflement plus important trouve sa cause dans la préparation des échantillons. En effet, lors de leur humidification, les sols sont malaxés avec la quantité d'eau nécessaire. Ils sont ensuite laissés au repos avant le début de l'essai proprement dit. Il y a donc une humidification de certaines des particules d'argile qui provoque déjà un gonflement. Plus il y a d'eau, plus ce gonflement sera important et le gonflement final à la fin de l'essai (à l'œdomètre) sera moins élevé.

La seconde observation est que moins l'échantillon contient d'eau, plus le tassement initial est important. Quand le matériau argileux est soumis à une contrainte de compression, celle-ci est reprise en partie par le squelette granulaire qui se déforme de manière élastique et par un réarrangement des grains. Donc, plus la teneur en eau est faible, plus le réarrangement des grains est favorisé et donc plus le tassement est important. À forte teneur en eau, le sol est plus plastique, donc plus malléable favorisant le réarrangement des grains, mais étant donné une augmentation de la teneur en eau, la pression interstitielle augmente elle aussi faisant diminuer encore la contrainte effective.

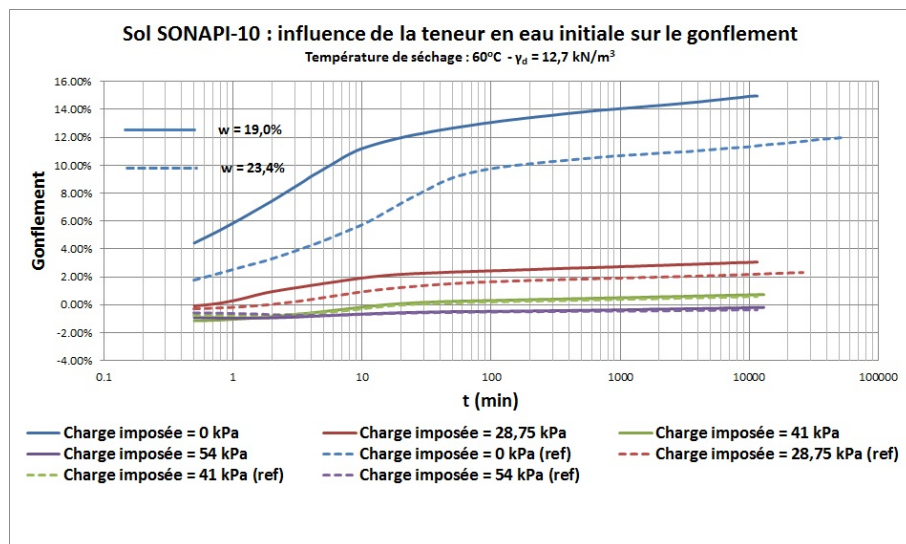


FIGURE 4.10 – Influence d'une teneur en eau initiale inférieure à la teneur en eau naturelle

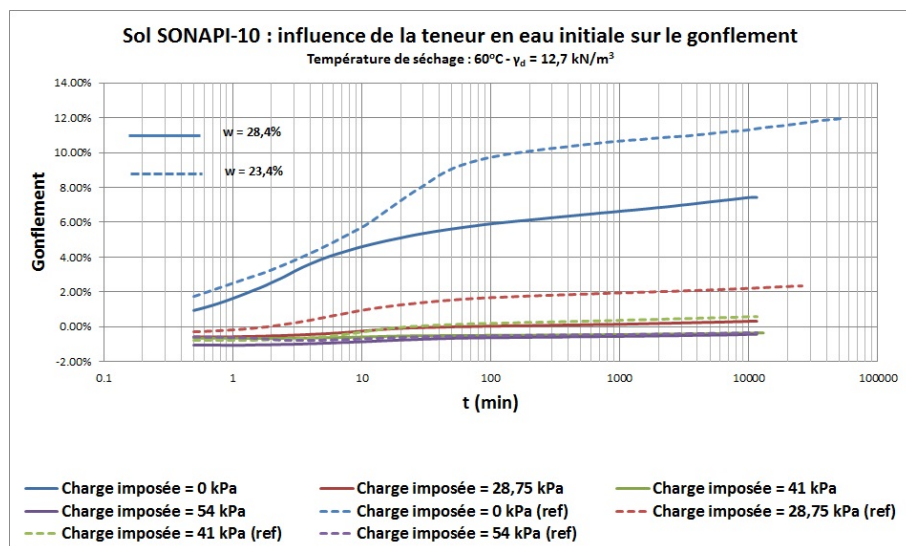


FIGURE 4.11 – Influence d'une teneur en eau initiale inférieure à la teneur en eau naturelle

4.6 Amplitude du gonflement et optimum Proctor

D'après les travaux de Villar et al. [109], si l'augmentation de la densité sèche implique une augmentation de la pression de gonflement, ce ne serait pas le cas pour le gonflement libre. Ce paramètre serait moins prépondérant que la teneur en eau initiale des échantillons. Nous avons voulu vérifier cela en réalisant des essais de détermination d'amplitude du gonflement en compactant le sol à la teneur en eau et à la densité correspondant aux différents points ayant permis de tracer la courbe Proctor. Cinq courbes ont été obtenues pour cinq couples ($w ; \gamma_d$) (FIGURE 4.12). Plus la teneur en eau initiale est faible, plus le gonflement de l'échantillon de sol est important. Nous pensons que cela est dû au fait que l'échantillon, avant sa mise en place dans l'œdomètre subit un gonflement suite à son humidification, gonflement qui est fonction de sa teneur en eau initiale. Plus cette teneur en eau est importante, plus l'amplitude du gonflement mesuré sera faible. Ces résultats sont en accord avec ceux de Villar et al [109].

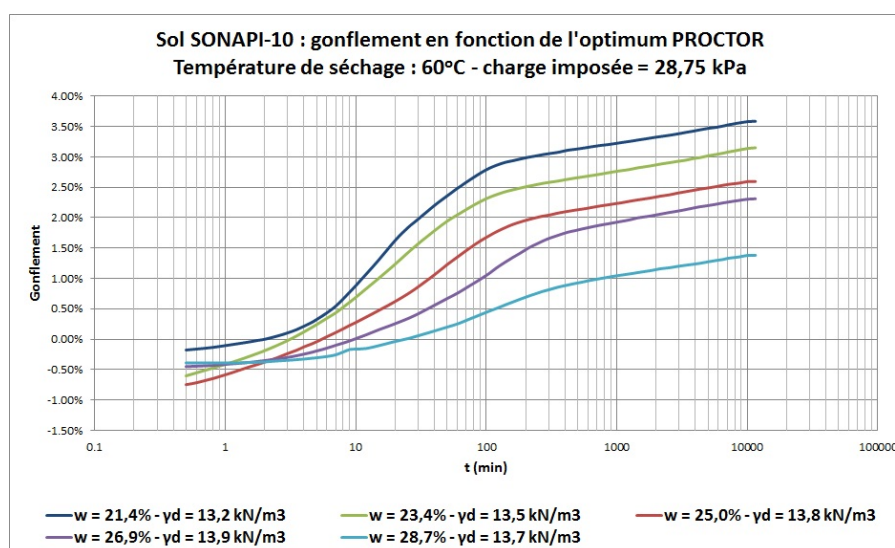


FIGURE 4.12 – Influence du compactage sur le sol SONAPI-10

4.6.1 Influence de la pression de gonflement sur un bâtiment de la SONAPI

Actuellement, de nombreux modèles permettent de résoudre des problèmes divers en géotechnique, structure ... Cette partie du travail présente les résultats obtenus par Godefroid et Janssen [61] à l'aide d'un modèle éléments finis 3D en ABAQUS.

Ce modèle permet de visualiser le comportement d'un hangar industriel sous l'effet des contraintes engendrées par le retrait/gonflement du sol sur lequel il est construit. Les déformations observées à l'aide du modèle sont ensuite comparées avec les photos prises dans la réalité sur les bâtiments de la SONAPI. Les détails du modèle ne seront pas présentés ici. Le TFE de Godefroid et Janssen [61] pourra toujours être consulté pour approfondir la question et mieux comprendre les démarches ayant abouti à ces résultats. Une moitié du bâtiment a été modélisée (FIGURE 4.13) étant donné la symétrie de ces hangars. Ces hangars font en général 80 m de long sur 30 m de large et ont une hauteur de 5,9 m. Le bâtiment ainsi présenté, analysons les résultats obtenus par Godefroid et Janssen pour un gonflement simulé à l'aide de leur modèle.

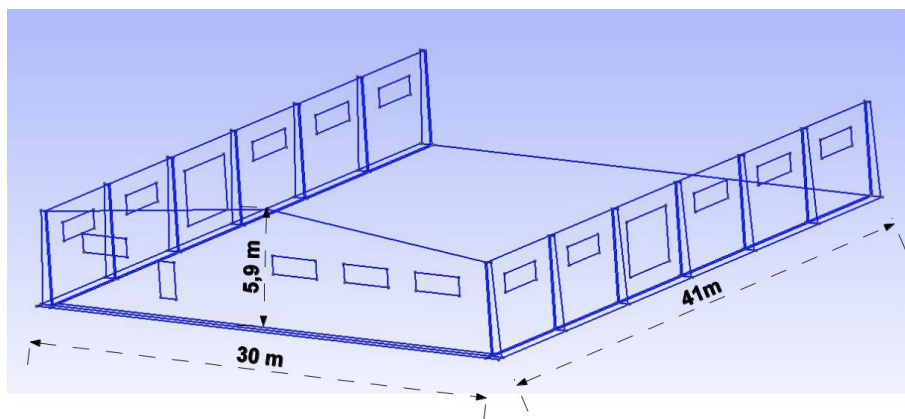


FIGURE 4.13 – Modèle 3D d'un hangar de la SONAPI [61]

Les contraintes de cisaillement dues au gonflement telles que représentées sur les images suivantes (FIGURE 4.14, 4.15, 4.16) montrent de grandes similitudes avec les photos du bâtiment 6 de la SONAPI.

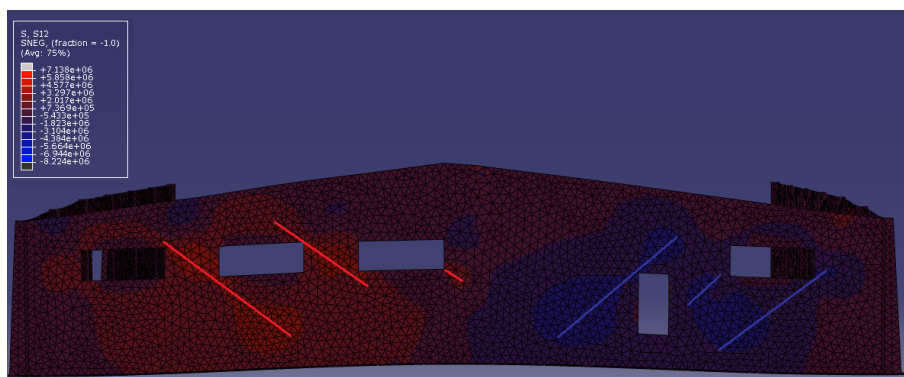


FIGURE 4.14 – Contraintes de cisaillement en gonflement [61]

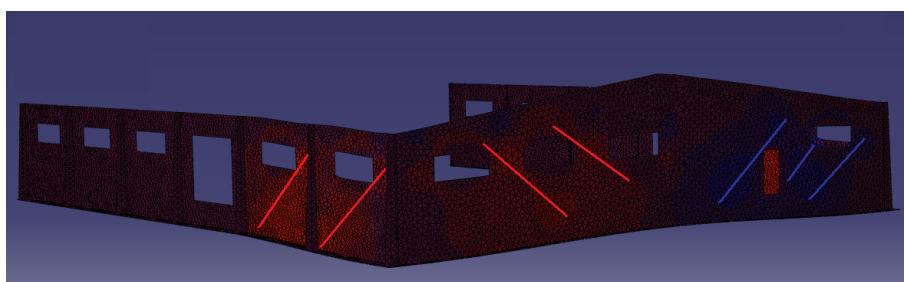


FIGURE 4.15 – Gonflement du coin du bâtiment [61]

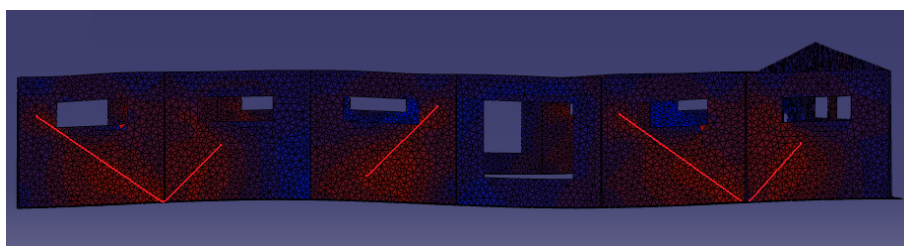


FIGURE 4.16 – Gonflement de la façade latérale du hangar [61]

Dans le cas des essais de détermination d'amplitude du gonflement avec une charge imposée de $28,75 \text{ kPa}$, celle-ci (l'amplitude du gonflement) ne dépasse pas les 3%. Il y a une grande concentration de contraintes aux angles des ouvertures (portes et fenêtres) ce qui permet d'expliquer les fissures observées dans la réalité (FIGURE 4.17). Le code de couleur permet de distinguer les efforts de tension (en rouge) et les efforts de compression (en bleu). Ce gonflement peut engendrer des déplacements d'au moins 6 cm pour une couche d'argile de 2 m d'épaisseur tout en tenant compte du fait que l'amplitude du gonflement en dessous d'un bâtiment n'est pas uniforme. Des modèles de ce type permettraient de connaître les efforts qui se développent dans la structure, et par conséquent, d'anticiper les éventuels dégâts par un dimensionnement adéquat.

Ce modèle en effet a étudié le problème en mode statique. Il serait bon, de continuer ces travaux en incorporant des sollicitations dynamiques compte tenu du risque de séismes auquel ce site peut faire face. Dans la suite du travail, le comportement du sol sous sollicitations dynamiques sera étudié. Les résultats pourront être utilisés dans le cadre de recherches ultérieures dans la perspective de l'amélioration du modèle.



FIGURE 4.17 – Fissures de gonflement sur le bâtiment 6 de la SONAPI

4.7 Conclusion

L'objectif de ce chapitre était d'étudier le gonflement d'un échantillon de sol de la formation de Delmas avec des méthodes de mesure directe. Deux types d'essais œdométriques ont été réalisés à cet effet : la détermination des pressions de gonflement et l'essai de mesure de l'amplitude du gonflement. Les pressions de gonflement mesurées pour les trois échantillons (SONAPI-09, SONAPI-10, BME-11) ont montré que les échantillons plus riches en carbonates ont des pressions de gonflement moins importantes. Ainsi, SONAPI-09 a une pression de gonflement de 54 kPa et BME-11 une pression de gonflement de 11 kPa . Pour le sol SONAPI-10, les pressions de gonflement, comprises entre 25 et 101 kPa ont été déterminées suivant différentes conditions de teneur et de densité sèche ; les résultats figurent dans la TABLE 4.2. Ces pressions de gonflement reflètent l'interprétation qui est faite selon le diagramme de Casagrande où le sol SONAPI-10 est considéré comme à gonflement élevé, le SONAPI-09 comme à gonflement moyen et le BME-11 à gonflement faible.

Exception faite de quelques rares travaux, les pressions de gonflement ne sont en général pas classifiées comme faibles ou élevées dans l'absolu. Nous avons vu dans le cas de la SONAPI que la pression de gonflement susceptible de se développer sur le site pourrait nuire à la bonne tenue des hangars qui y sont construits étant donné la légèreté des structures. Une bonne démarche serait qu'à l'échelle de la formation, des mesures de pression de gonflement puissent être réalisées et que par rapport au type de construction prévue pour chaque zone, on puisse conclure que la pression de gonflement est faible ou élevée. La densité sèche à laquelle l'échantillon est mis en place dans la cellule œdométrique est une donnée très importante. En effet, plus l'échantillon de sol SONAPI-10 est dense, plus sa pression de gonflement est élevée. La teneur en eau initiale ne joue pas un rôle prépondérant dans la détermination de ce dernier paramètre.

Ces dernières remarques sont aussi valables pour les mesures d'amplitude du gonflement. L'amplitude maximale du gonflement libre a été mesurée et une charge verticale a été appliquée aux échantillons dans certains cas. L'amplitude du gonflement est nulle pour une charge égale à la pression de gonflement et peut atteindre des valeurs comprises entre 12 et 15% en gonflement libre.

L'amplitude du gonflement par contre dépend grandement de sa teneur en eau initiale. Des essais de détermination d'amplitude du gonflement ont été réalisés avec des teneurs en eau et des densités différentes suivant la courbe Proctor obtenue pour SONAPI-10. Plus la teneur en eau initiale était grande, moins le gonflement final était important. L'impact de la densité était moins important dans le cadre de ces essais. Bien entendu, la différence entre les densités sèches retenues pour ces essais n'étant pas significative, il faudrait réaliser d'autres essais qui fourniront des résultats permettant d'appuyer cette assertion. Dans le cas de ces essais, l'amplitude du gonflement ne dépasse pas 4%. Suite à ces observations, il serait plus juste, dans le cadre de la caractérisation du gonflement du sol de Delmas, de réaliser les essais dans les conditions de teneur en eau et de densité sèche en place.

La modélisation de Godefroid et Janssen [61] reprise dans cette thèse a montré l'effet de ce gonflement sur les murs d'un hangar type de la SONAPI. Les fissures de cisaillement sur les parois témoignent d'une concentration des contraintes en certains points bien précis de la structure.

4.8 À retenir

1. Les pressions de gonflement pour les échantillons de sol utilisés dans cette thèse ont été déterminées à l'œdomètre. SONAPI-09 développe une pression de gonflement de 54 kPa , BME-11 développe une pression de gonflement de 11 kPa . La pression de gonflement de SONAPI-10 varie entre 25 et 101 kPa selon les conditions de teneur en eau et de densité.
2. La valeur maximale de l'amplitude du gonflement libre déterminée pour l'échantillon de sol le plus gonflant parmi ceux étudiés : SONAPI-10 (voir Chapitre 3) est de 12%. Cette amplitude de gonflement diminue pour atteindre une valeur de 2% si le gonflement libre est en partie empêché par l'application d'une contrainte de 28,75 kPa , contrainte égale à celle exercée par une façade d'un hangar de la SONAPI sur le sol.

Chapitre 5

Approche rhéologique du comportement des sols

Introduction

Le module de cisaillement est le paramètre qui permet de caractériser les déformations causées par des efforts de cisaillement. En mécanique des sols, ce paramètre peut être déterminé à l'aide de l'essai triaxial ou de l'essai de cisaillement simple à la boîte de Casagrande. Ces essais complèteraient donc l'étude du sol de la SONAPI et la détermination de ce paramètre serait utile dans le dimensionnement des fondations par exemple. Cependant, le gros inconvénient de ces mesures est que ce sont des mesures statiques et pour un pays comme Haïti où le risque sismique est important, il faut trouver un moyen de connaître la valeur de ces paramètres-là sous sollicitations dynamiques. Le fait que notre site d'étude se trouve dans la plaine peut impliquer, avec la fluctuation du niveau de la nappe phréatique, des problèmes de liquéfaction. Nous avons donc choisi, dans le cadre de ce travail, d'utiliser une approche d'usage moins commun en génie civil : la rhéologie à l'échelle micro. Cette science est déjà très utilisée dans l'industrie des polymères et de la céramique [83].

Le mot "rhéologie" a été créé aux États-Unis d'Amérique en 1929 par Eugène Cook Bingham [95]. Il vient étymologiquement du grec "rheo" qui signifie "écoulement" et "logos" qui signifie "étude". La rhéologie est donc une science qui étudie l'écoulement, la déformation, la viscosité des

matériaux sous l'action d'une contrainte en tenant compte de sa vitesse d'application ou plus généralement de sa dépendance avec le temps [68].

En mécanique des milieux continus, on distingue de manière générale les solides élastiques (solide de Hooke) et les fluides (newtoniens) parfaits qui obéissent aux théories de l'élasticité et de la mécanique des fluides. Cependant, il existe d'autres matériaux qui ont un comportement intermédiaire entre les fluides newtoniens et les solides parfaitement élastiques ; c'est le cas des matériaux comme les pâtes granulaires, les polymères par exemple. Ce sont des corps viscoélastiques. C'est l'étude de ce type de comportement qui est à la base de la naissance de cette discipline qu'est la rhéologie. La TABLE 5.1 présente les différents champs couverts par l'étude de la rhéologie.

Mécanique des milieux continus			
Mécanique du solide		Mécanique des fluides	
Élasticité	<i>Plasticité</i>	<i>Fluides non newtoniens</i>	Fluides newtoniens
-	<i>Rhéologie</i>		-

TABLE 5.1 – Champs d'application de la rhéologie [83]

5.1 Concepts importants intervenant en rhéologie

Peu de travaux de rhéologie (avec le rhéomètre) sont réalisés en mécanique des sols comme mentionné ci-avant. Les paramètres qui seront utilisés pour la caractérisation rhéologique du matériau de la formation de Delmas vont être définis pour une meilleure compréhension de la suite du travail.

5.1.1 Contrainte de cisaillement

La déformation dépend du type de contrainte appliquée à un matériau. Ainsi, la contrainte de cisaillement τ [Pa] est définie comme le rapport d'une force F [N] exercée sur une surface A [m²], la force F étant parallèle à la surface A [48].

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (5.1)$$

Solide élastique parfait

L'analogie mécanique correspondant au solide élastique parfait est le ressort (FIGURE 5.1). La contrainte dans le matériau est proportionnelle à la déformation et reliée à celle-ci par la loi de Hooke. Dès qu'une contrainte est imposée, une déformation ϵ qui lui est proportionnelle apparaît instantanément. Les coefficients de proportionnalité sont le module de Young ($E [Pa]$) et le module de cisaillement ($G [Pa]$). Inversement, si la contrainte est ramenée à zéro, la déformation disparaît et le solide retrouve sa géométrie initiale. On parle donc de déformation élastique instantanée et réversible. Les équations de Hooke (équations 5.2 et 5.3) associées au solide élastique sont les suivantes :

$$\sigma = E\epsilon \quad (5.2)$$

$$\tau = G\gamma \quad (5.3)$$



FIGURE 5.1 – Analogie au solide parfait [48]

5.1.2 Fluide newtonien : viscosité

Une force appliquée à un fluide pour faire perpétuer son écoulement fait naître au sein de ce fluide-là des contraintes de cisaillement et un gradient de vitesse. Bien entendu, le gradient de vitesse dépend de la friction interne dans le fluide, facteur intimement lié à la viscosité. Cette viscosité dynamique $\eta [Pa.s]$ est définie par le rapport de la contrainte de cisaillement par le gradient de vitesse perpendiculaire au plan de cisaillement $\dot{\gamma} [s^{-1}]$ [104] [83] [71]. Cette viscosité est proportionnelle à la contrainte de cisaillement nécessaire à obtenir un gradient de vitesse donné dans un fluide. Ce ratio est constant dans le cas de fluide Newtonien. L'analogie mécanique correspondant au fluide newtonien est un

amortisseur (FIGURE 5.2). Le terme $\dot{\gamma}$ est le rapport de la vitesse de cisaillement "V" sur l'épaisseur "h" cisailée.

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad (5.4)$$

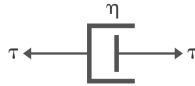


FIGURE 5.2 – Analogie au fluide newtonien [48]

5.2 Viscoélasticité

Le terme viscoélasticité qui caractérise les matériaux qui ne sont ni parfaitement élastiques ni parfaitement visqueux vient de la combinaison des termes "viscosité" et "élasticité". Les Section 5.2.1 et Section 5.2.2 présentent les modèles utilisés pour étudier le comportement de ces corps.

5.2.1 Modèle de Maxwell

Le modèle de Maxwell est représenté de façon imagée par un ressort associé à un amortisseur en série (FIGURE 5.3). C'est l'une des analogies mécaniques les plus simples pour représenter les corps viscoélastiques.

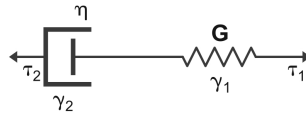


FIGURE 5.3 – Modèle de Maxwell [48]

Supposons que γ_1 et γ_2 de même que τ_1 et τ_2 soient respectivement les déformations et contraintes du ressort et de l'amortisseur. Étant donné que ces deux dispositifs sont placés en série, les équations 5.5 et 5.6 conduisent à l'équation 5.7 dite équation rhéologique de Maxwell :

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 \quad (5.5)$$

$$\tau = \tau_1 = \tau_2 = G\gamma_1 = \eta\dot{\gamma}_2 \quad (5.6)$$

$$\dot{\gamma} = \dot{\gamma}_1 + \dot{\gamma}_2 = \frac{1}{G}\dot{\tau} + \frac{1}{\eta}\tau \quad (5.7)$$

5.2.2 Matériau viscoélastique linéaire soumis à des contraintes et déformations sinusoïdales

En viscoélasticité linéaire, la déformation imposée ainsi que la contrainte qui lui est associée sont sinusoïdales et évoluent à la même fréquence selon les équations 5.8 et 5.9, δ étant l'angle de déphasage entre la contrainte et la déformation.

$$\tau(t) = \hat{\tau} \sin(\omega t + \delta) \quad (5.8)$$

$$\gamma(t) = \hat{\gamma} \sin(\omega t) \quad (5.9)$$

Ces valeurs (réelles) de contrainte et de déformation peuvent être remplacées par des valeurs complexes τ^* et γ^* étant donné qu'il est ici question de phénomènes sinusoïdaux linéaires [48]. On a donc :

$$\tau^*(t) = \hat{\tau} e^{(i\omega t + \delta)} \quad (5.10)$$

$$\gamma^*(t) = \hat{\gamma} e^{(i\omega t)} \quad (5.11)$$

Des équations 5.10 et 5.11, on déduit le module de rigidité complexe :

$$G^*(\omega) = \frac{\tau^*(t)}{\gamma^*(t)} = \frac{\hat{\tau}}{\hat{\gamma}} e^{(i\delta)} \quad (5.12)$$

Le module de rigidité complexe G^* peut être décomposé en une partie réelle (G' : module de conservation élastique) et une partie imaginaire (G'' : module de perte) et on obtient :

$$G^*(\omega) = G'(\omega) + iG''(\omega) \quad (5.13)$$

Dans le cas d'un solide élastique parfait, $G^*(\omega) = G$ et on obtient :

$$G'(\omega) = G \quad (5.14)$$

$$G''(\omega) = 0 \quad (5.15)$$

Dans le cas d'un fluide de Maxwell, $G^*(\omega) = i\omega\eta$ et on obtient :

$$G'(\omega) = 0 \quad (5.16)$$

$$G''(\omega) = \eta\omega \quad (5.17)$$

Dans le cas d'un liquide visqueux newtonien, on a :

$$G^*(\omega) = \frac{i\omega}{\frac{1}{\eta} + i\frac{\omega}{G}} = \frac{i\omega\eta}{1 + i\omega\frac{\eta}{G}} \quad (5.18)$$

Si on définit $\theta = \frac{\eta}{G}$ comme étant le temps de relaxation du fluide de Maxwell, on obtient :

$$G^*(\omega) = \frac{\omega^2\eta\theta}{1 + \omega^2\theta^2} + i\frac{\omega\eta}{1 + \omega^2\theta^2} \quad (5.19)$$

$$G'(\omega) = G\frac{\omega^2\theta^2}{1 + \omega^2\theta^2} \quad (5.20)$$

$$G''(\omega) = G\frac{\omega\eta}{1 + \omega^2\theta^2} \quad (5.21)$$

Le module dynamique complexe G^* permet de caractériser les matériaux. Ce module est la combinaison du module de conservation G' qui caractérise le comportement élastique du matériau et du module de perte G'' qui caractérise le comportement visqueux du matériau. L'équation 5.22 traduit la relation qui existe entre G^* , G' et G'' .

$$G^* = \sqrt{(G')^2 + (G'')^2} \quad (5.22)$$

Si $G' > G''$, le caractère élastique domine le caractère visqueux et si $G' < G''$, c'est le caractère visqueux qui domine et donc le matériau se liquéfie. On définit ainsi la valeur $\tan(\delta) = G''/G'$ telle que si $\tan(\delta) < 1$

la composante élastique domine et si $\tan(\delta) > 1$, la composante visqueuse domine.

La FIGURE 5.4 illustre un modèle de résultats pour un test. Sur la figure de gauche, G' et G'' sont représentés en fonction de la déformation. Le diagramme est divisé en trois phases. La phase 1 correspond à une zone de viscoélasticité linéaire. Les deux courbes sont pratiquement parallèles. La phase 2 représente une phase de transition qui commence au moment où les 2 courbes commencent à converger l'une vers l'autre et qui se termine au point γ_y , point de rencontre des deux courbes. La phase 3 correspond au stade où la structure du matériau ne lui permet plus de résister à un effort de cisaillement même très faible. Il a alors un comportement visqueux. On assiste à un effondrement microstructural du matériau et la déformation est irréversible. L'image de droite est la traduction du graphe de gauche en terme de $\tan(\delta)$. L'intégrale z est la superficie comprise entre la courbe $\tan(\delta) = f(\gamma)$ et la droite $\tan(\delta) = 1$. Plus cette surface est importante, plus le caractère élastique du matériau domine sur son caractère visqueux.

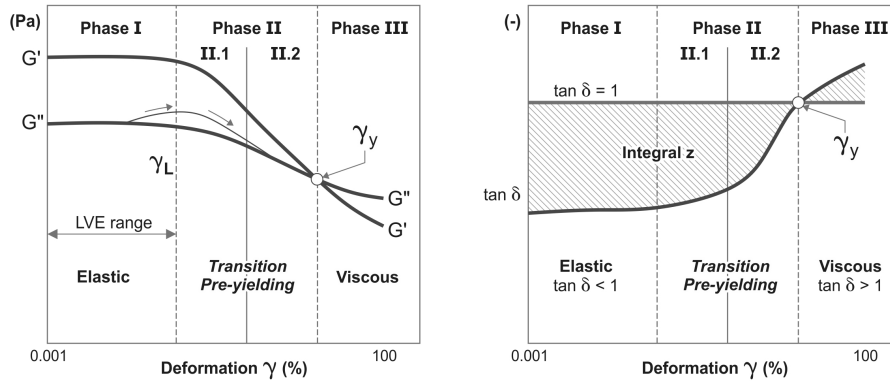


FIGURE 5.4 – Module de conservation G' et module de perte G'' (à gauche) ; $\tan(\delta)$ (à droite) [84]

5.3 Rhéologie des sols

Les travaux sur la rhéologie des sols à l'échelle micro sont très peu nombreux dans la littérature rhéologique. Les liens avec la géotech-

nique sont encore plus rares. Parmi les premières recherches sur le sujet, Markgraf et al. [83] cherchaient à évaluer les effets du roulement des machines agricoles sur la stabilité des sols, le rôle de la teneur en eau ou de la présence d'ions dans le sol (venant probablement de l'utilisation des engrais). Cette science qui étudie l'écoulement des corps sous contraintes est d'utilisation plus fréquente dans l'industrie chimique (agro-alimentaire, polymères, ...). Avant de passer aux essais rhéologiques réalisés sur le sol de Morne Delmas (mode opératoire et résultats), il serait important de faire une introduction des principaux aspects physiques, chimiques et mécaniques intervenant en rhéologie des sols. Cette section du document traitera de l'association, entre elles, des particules de sol, des forces qui s'exercent entre celles-ci et de l'interprétation de l'action de ces forces en rhéologie.

Le sol est un matériau très hétérogène. Les sols par exemple sont un assemblage de sable, de limon, d'argile avec des pores contenant de l'air ou de l'eau dépendant du degré d'humidité de ce dernier (FIGURE 5.5). C'est le cas par exemple de la marne de la formation Morne Delmas.

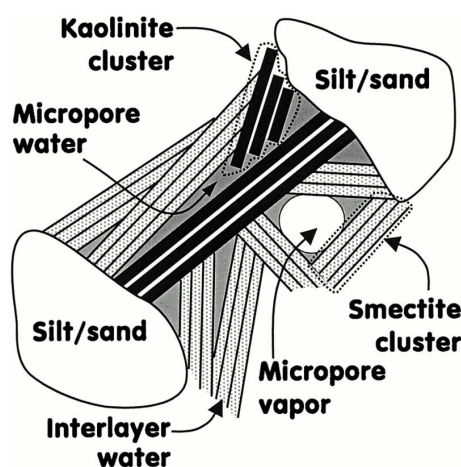


FIGURE 5.5 – Représentation schématique de l'hétérogénéité du sol [60]

Les particules d'argile, qu'elles soient gonflantes ou non constituent un lien entre les grains de sable ou de limon ce qui fait que les propriétés mécaniques du matériau dans son ensemble seront fonction de la nature de ces ponts d'argile qui eux aussi dépendent du type de minéral contenu dans cette argile. Dans le cas des argiles gonflantes, de

l'eau peut être adsorbée dans l'espace compris entre les feuillets, ce qui fait augmenter l'épaisseur de ces minéraux. En revanche, l'espace interfoliaire des minéraux non gonflants ne peut être hydraté à cause de la forte attraction entre ces feuillets, ce qui favorise une grande rigidité de ces minéraux. Il y a donc dans ce cas très peu de contact entre les particules de sol contrairement au cas des minéraux gonflants. Cela a une importance capitale dans la compréhension du comportement du sol lors de l'application d'une contrainte de cisaillement.

Le squelette granulaire des matériaux argileux non gonflants est en général très rigide. C'est le cas par exemple des kaolinites qui ont un angle de frottement interne (partie de gauche) relativement important (20 à 25°). Cette structure granulaire est représentée schématiquement par la FIGURE 5.6 [83]. Cette structure permet à ce matériau d'opposer une certaine résistance à une force externe qui, appliquée à ce matériau tendrait à le densifier, diminuant ainsi le volume des vides. Le matériau a alors un comportement proche de celui d'un solide élastique. Cet état disparaît au moment où les forces intergranulaires sont vaincues par l'effort extérieur. Le matériau est dans un état qui est comparable à celui d'un fluide plus ou moins visqueux et n'offre plus aucune résistance au cisaillement (seconde partie de la figure). Le même mécanisme prévaut dans le cas de minéraux gonflants, mais du fait de leur moins importante rigidité, ils atteignent l'état visqueux pour des déformations moins importantes que dans le cas de minéraux non gonflants.

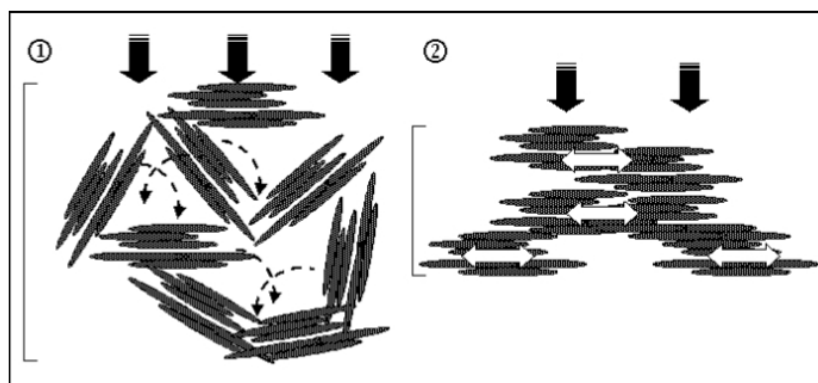


FIGURE 5.6 – Comportement mécanique des sols argileux [80]

5.3.1 Appareillage

L'appareil utilisé pour mesurer le paramètre de caractérisation des sols est un rhéomètre bicônique SIS-V50 de la compagnie SCARABAEUS¹ en Allemagne. Les plateaux inférieur (mobile) et supérieur (fixe) sont en forme de cône. Il possède une gamme d'amplitude allant de $0,01^\circ$ à 180° et une gamme de fréquences comprise entre $0,001$ à 50 Hz . Les essais peuvent se dérouler à des températures comprises entre 30°C et 220°C . Un système intégré à l'appareil permet de garder les échantillons à une température constante durant tout le déroulement de l'essai. Le volume de matière à cisailier est de $4,5\text{ cm}^3$ et la distance entre les deux plateaux à la fermeture de l'appareil juste avant le début de l'essai est de 4 mm . Les FIGURE 5.7 et FIGURE 5.8 représentent le rhéomètre utilisé pour les essais ainsi qu'une coupe du plateau de l'appareil.



FIGURE 5.7 – Rhéomètre SIS-V50

1. <http://www.scarabaeus-gmbh.de/en/home/>

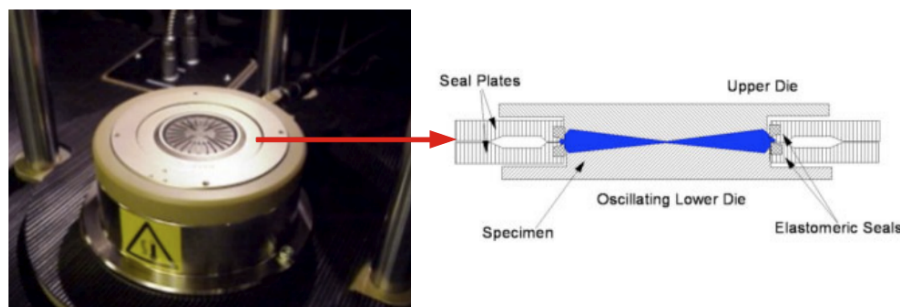


FIGURE 5.8 – Plateau inférieur du rhéomètre - Coupe du rhéomètre fermé [39]

5.3.2 Essais à déformation croissante

Dans le cadre de cette étude, des tests avec balayage en amplitude ont été réalisés dans le laboratoire de l'entreprise SCARABAEUS en Allemagne. C'est une entreprise spécialisée dans la fabrication de rhéomètres utilisés dans l'étude des polymères. Ces tests sont conduits avec des déformations croissantes, mais une fréquence de vibration constante fixée au tout début de l'essai. Ce type de test est recommandé dans le cas de matériaux à viscosité élevée comme les sols et donne plus d'informations sur le rôle de la structure, de la nature et de la teneur en eau de ces derniers sur leur comportement viscoélastique.

Des essais avec balayage en fréquence seraient utiles car ils permettraient d'observer l'effet des fréquences de vibrations sur le sol. Cependant, ces essais, en rhéologie des sols sont difficiles, voire impossibles à mettre en œuvre. Ils conviennent mieux aux matériaux ayant un caractère beaucoup plus visqueux qu'élastique qui sont généralement testés à des gammes de viscosité très basses et où la différence avec l'état de repos est très significative [83].

La FIGURE 5.9 illustre le principe du cisaillement sinusoïdal. On peut y distinguer deux graphes. Le premier (en haut) représente le déphasage entre la déformation γ et le taux de cisaillement $\dot{\gamma}$ et le second (en bas), le déphasage entre le comportement d'un solide élastique parfait et un fluide newtonien avec entre les deux, le comportement des corps viscoélastiques. Dans le premier graphique, la courbe en trait plein avec les numéros 1, 2, 3 et 4 représente les différentes phases de la déformation si-

nusoïdale. À l'application d'une force F , la déformation est produite par une oscillation ($\omega = 2\pi f$) dans un sens donné, $f[Hz]$ étant la fréquence de vibration. Une déflexion $s(t)$ peut être mesurée.

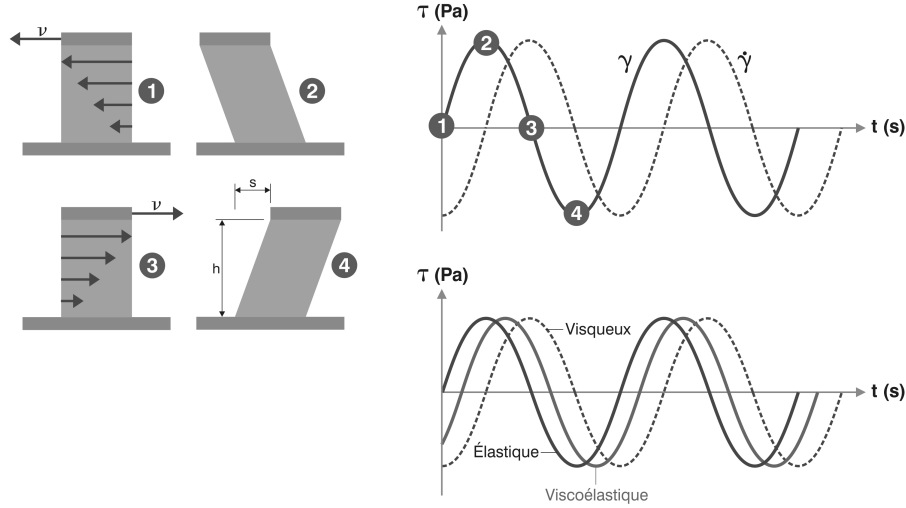


FIGURE 5.9 – Principe des mesures avec déformations sinusoïdales [81]

La déformation et le taux de cisaillement sont calculés en fonction de la déflexion maximale s_{max} selon les équations 5.23 à 5.25 [81] [106]. Le second graphe traduit le déphasage entre la déformation des corps élastiques et les fluides newtoniens. Dans le cas d'un corps purement élastique et d'un corps purement visqueux, l'angle de déphasage (δ) est égal à 90° . La courbe de déformations des corps viscoélastiques se situe entre les deux. Le taux de cisaillement est calculé comme suit :

$$\gamma = \frac{s(t)}{h} = \hat{\gamma} \sin(\omega t) \quad (5.23)$$

$$\hat{\gamma} = \frac{s_{max}}{h} \quad (5.24)$$

$$\dot{\gamma} = \frac{d\gamma}{dt} = \hat{\gamma} \omega \cos(\omega t) \quad (5.25)$$

Ainsi, pour étudier l'effet des fréquences de vibration sur les échantillons de sol de Delmas, les essais ont été réalisés à des fréquences de vibration de : $0,5Hz$, $1Hz$ et $10Hz$ pour une déformation croissante al-

lant de 0,1 à 100%. Chaque pourcentage de déformation correspond à un angle de rotation du plateau mobile du rhéomètre. Dans le cas du rhéomètre utilisé pour cette étude, les 100% de déformation correspondent à un angle de 7° (voir les correspondances dans la FIGURE 5.10). Le choix de ces fréquences de vibration a été orienté par le fait que les fréquences propres des sols mesurées dans la plaine du Cul-de-Sac ne dépassent pas 10 Hz [34].

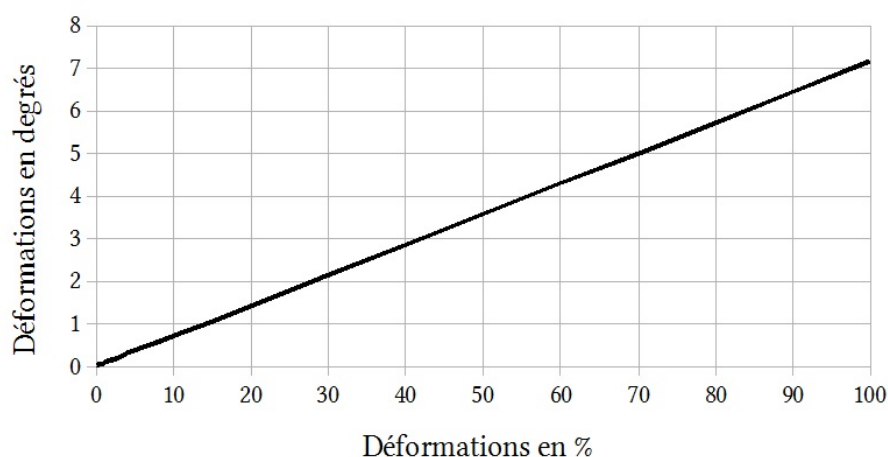


FIGURE 5.10 – Correspondance entre la déformation en pourcentage et en degrés

Il est important de souligner que dans le cas des essais à la fréquence de 10 Hz , les 100% de déformation n'ont pas pu être atteints. En effet, un mouvement à une fréquence de 10 Hz correspond à 10 mouvements alternatifs en 1 seconde. Le moteur ne peut pas tourner de 7° à une telle cadence. L'appareil a donc été programmé pour arrêter les essais dès que le point d'écoulement critique γ_y a été atteint (Section 5.2).

5.3.3 Préparation des échantillons

Fraction du sol retenue

La fraction inférieure à $53\mu\text{m}$ des échantillons SONAPI-09 et BME-11 a été utilisée pour la réalisation des essais de rhéologie. Quatre raisons principales sont à l'origine de ce choix. La première raison est qu'il fallait éviter de mettre entre les plateaux du rhéomètre des éléments trop

grossiers pour maximiser les chances d'avoir un échantillon le plus homogène possible. La deuxième raison est que dans le cadre de cette thèse concernant le gonflement des sols et l'effet des eaux usées domestiques sur ces sols, seule cette fraction du sol constituée en majorité des argiles et des limons est pertinente pour les essais. La troisième raison est que les particules de tailles supérieures n'ont pas d'effets sur certaines propriétés rhéologiques comme la thixotropie par exemple [58]. De plus, les auteurs ayant déjà travaillé sur la question, l'ont fait sur la proportion argileuse et limoneuse des matériaux utilisés. Cela fera une bonne base pour la comparaison de nos résultats. Des travaux ultérieurs sur le sol de Delmas pourront prendre en compte les fractions supérieures étant donné que cette thèse aura déjà produit des résultats qu'ils pourront exploiter à titre comparatif. La quatrième et dernière raison est que ces essais s'inscrivent dans la suite de travaux déjà réalisés sur la rhéologie du sol de Delmas [102] [36].

Puisque ces échantillons seront hydratés dans le cadre de ces essais, la limite d'Atterberg de la fraction retenue a été déterminée pour les sols SONAPI-09 et du BME-11. Les résultats sont résumés dans la TABLE 5.2. Les teneurs en eau choisies pour réaliser les essais étant de 20% et de 40%, on est respectivement dans le domaine solide et le domaine plastique. Nous n'avons pas fait d'essais avec des teneurs en eau supérieures à la limite de liquidité car les contraintes de cisaillement seraient trop faibles et donc difficilement mesurables par le capteur de force du rhéomètre utilisé. De plus, ces teneurs en eau, sauf cas exceptionnels, ne sont pas réalistes.

échantillon	w_l	w_p	I_p
SONAPI-09 ($\% < 53\mu m$)	68,9	29,5	39,4
BME-11 ($\% < 53\mu m$)	44,6	25,2	19,4

TABLE 5.2 – Limites d'Atterberg

Récupération de la fraction inférieure à $53\mu m$

La procédure de récupération de cette fraction du sol est simple. Cinq cents grammes de sol sont mis dans une éprouvette et ensuite on y verse de l'eau déminéralisée. Le contenu de l'éprouvette est ensuite agité

pendant une trentaine de minutes pour bien détacher au maximum les particules les unes des autres. Le tout est ensuite versé sur un tamis de mailles inférieures à $53\mu m$ et le passant est récupéré dans un grand bécher. De l'eau déminéralisée peut être versée sur le tamis pour faciliter le processus. Le contenu du bécher est ensuite mis à l'étuve à $60^{\circ}C$ pour un séchage plus rapide, température de séchage recommandée pour les essais de limites d'Atterberg. Cette température de séchage est en général adoptée dans d'autres travaux sur les argiles (Villar et al. [109]). En effet, le séchage à l'air prendrait beaucoup de temps. Et si on tient compte du fait que cette température ne détruit pas l'argile contenue dans le matériau, un temps précieux est gagné compte tenu des quantités à sécher et des délais pour la réalisation de tout le processus. Après 3 jours, le sol est "apparemment sec" et sa teneur en eau (déterminée au laboratoire) ne dépasse pas 10% en général. Il est donc sorti de l'étuve et ensuite écrasé à l'aide d'un rouleau et ensuite passé au tamis inférieur à $0,5mm$. On obtient une poudre de sol assez fine qui servira pour les essais au rhéomètre.

Étant donné que ces échantillons n'ont pas été séchés à $105^{\circ}C$ comme dans le cas des procédures normales de séchage d'échantillons, il y a donc une certaine quantité d'eau présente dans l'échantillon de sol. Il est important de connaître cette quantité d'eau pour pouvoir calculer la quantité d'eau à ajouter pour obtenir une teneur en eau souhaitée.

Les essais ont été réalisés à deux teneurs en eau différentes : 20% et 40%. Des essais réalisés au préalable ont permis de fixer une masse de sol de 10 g pour les essais à 20% de teneur en eau et 5 g pour les essais à 40% de teneur en eau. Le processus de mise en place de l'échantillon pour la réalisation de l'essai est représenté dans la FIGURE 5.11. Le film plastique sert à éviter tout glissement des plateaux du rhéomètre sur l'échantillon surtout aux teneurs en eau élevées. Il a aussi pour but d'éviter la perte de sol et l'évaporation d'eau pendant l'essai dont la durée ne dépasse pas une vingtaine de minutes.

Une donnée importante est la pression de fermeture des plateaux du rhéomètre. Elle a été fixée à 0,4 MPa qui est la pression maximale permise par le SIS-V50 pour un confinement idéal du sol et une bonne précision dans les mesures des faibles contraintes de cisaillement.

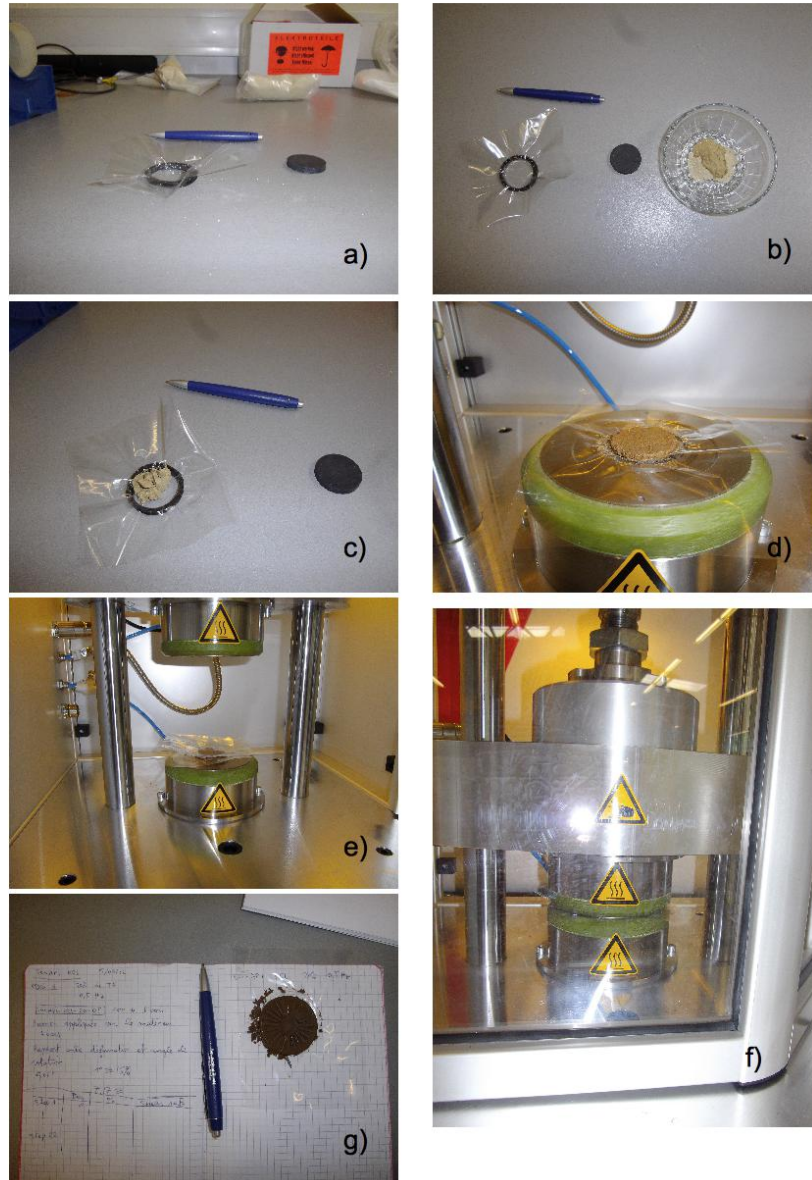


FIGURE 5.11 – Préparation des échantillons pour la réalisation des essais. a) Mise en place du film plastique qui va recevoir l'échantillon dans un moule en caoutchouc. b) Humidification de l'échantillon de sol suivant la teneur en eau fixée pour l'essai. c) Confection de l'éprouvette de sol destinée à réaliser l'essai. d) Mise en place de l'échantillon sur le plateau inférieur du rhéomètre. e) Vue des plateaux du rhéomètre prêt pour le démarrage de l'essai. f) Démarrage de l'essai. g) Échantillon (en forme de pastille) après essai

5.4 Résultats des essais et interprétations

Introduction

Les résultats qui seront présentés sont les valeurs de la $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation. Cette valeur, quand elle est supérieure à "1" pour une déformation donnée, traduit un effondrement structurel du matériau et une déformation irréversible. L'allure générale des courbes $\tan(\delta)$ en rhéologie des sols est illustrée par le graphique de la FIGURE 5.12 tiré des travaux de Markgraf et al. [82]. Dans le cadre de ce travail, les courbes obtenues après réalisation des essais ont l'allure de la courbe intermédiaire (celle du milieu) entre les sols sableux contenant de la kaolinite et les sols argileux gonflants contenant de l'argile gonflante de type smectite ou montmorillonite.

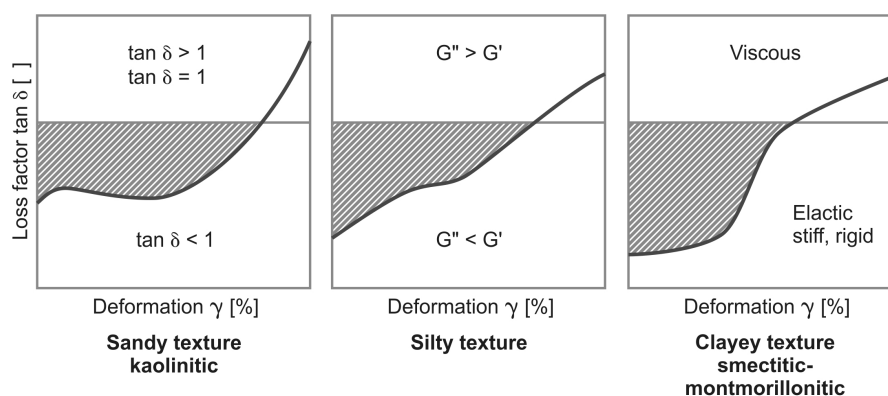


FIGURE 5.12 – Allure de la courbe $\tan(\delta)$ suivant la texture du sol [82]

Différentes combinaisons de courbes sont réalisées selon l'analyse qui est faite des résultats obtenus. Rappelons que les essais sur échantillons sains (sans traitement au NaCl ou au KCl) ont été menés :

- sur 2 échantillons (SONAPI-09 et BME-11)
- à 2 teneurs en eau (20% et 40%)
- à 3 fréquences (0,5Hz, 1Hz et 10Hz)

Les deux graphes qui suivent (FIGURE 5.13 et 5.14) illustrent la $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le sol SONAPI-09 et le sol BME-11 à 20% et 40% de teneur en eau et pour les trois fréquences de travail.

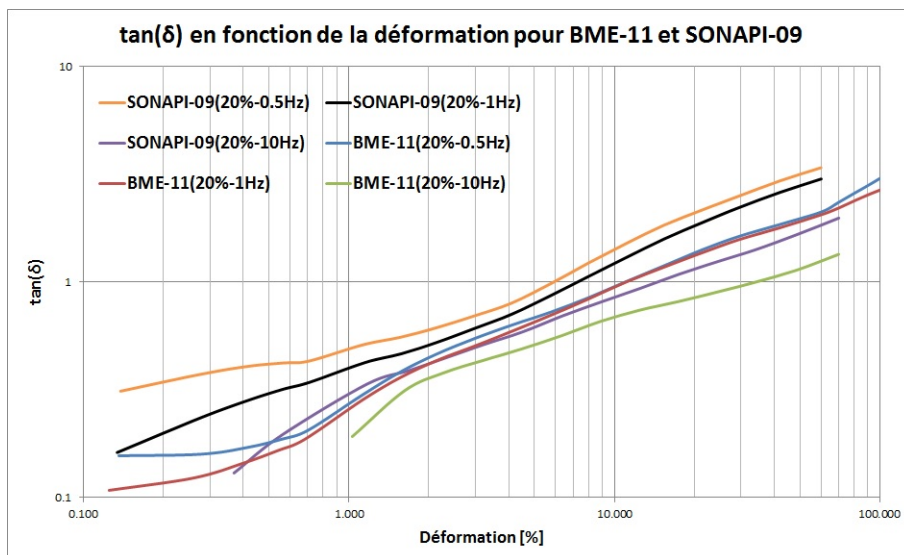


FIGURE 5.13 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le sol SONAPI-09 et le sol BME-11 à 20% de teneur en eau et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

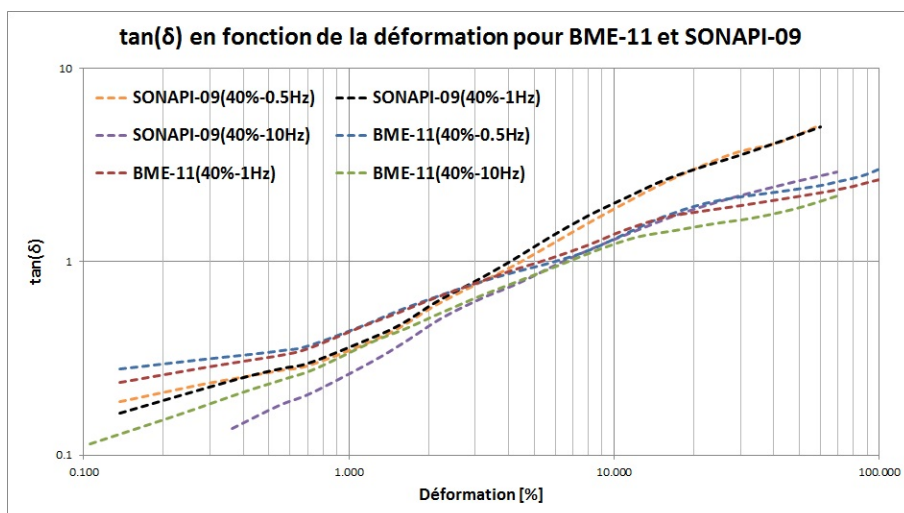


FIGURE 5.14 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le sol SONAPI-09 et le sol BME-11 à 40% de teneur en eau et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

Le style des courbes est différent suivant la teneur en eau. Les courbes en trait plein concernent les échantillons à 20% de teneur en eau tandis que les courbes en trait tireté concernent les échantillons à 40% de teneur en eau. Les courbes illustrant les essais réalisés sur l'échantillon SONAPI-09 à 0,5Hz sont en orange, en noir à 1Hz et en violet à 10Hz. Les courbes illustrant les essais réalisés sur l'échantillon BME-11 à 0,5Hz sont en bleu, en rouge à 1Hz et en vert à 10Hz. Ce code de couleur et de style de trait restera le même dans toute la suite du document en ce qui concerne la partie rhéologie pour les différentes courbes sur lesquelles des analyses sont faites. Les déformations à la rupture obtenues à l'issu des essais sont résumées dans la TABLE 5.13.

Teneur en eau [%]	20%			40%		
Fréquence [Hz]	0,5	1	10	0,5	1	10
γ_y (SONAPI-09) [%]	5,92	7,30	14,70	4,45	4,05	6,46
γ_y (BME-11) [%]	11,01	11,07	34,27	5,96	5,29	6,80

TABLE 5.3 – Déformation à la rupture pour les échantillons SONAPI-09 et du BME-11 à 20% et 40% de teneur en eau aux fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

Effets de la nature des sols

Rappelons que le sol SONAPI-09 a un caractère gonflant qui a été mis en évidence par des méthodes indirectes. L'analyse du diffractogramme de la FIGURE 3.20 obtenu montre que l'argile contenue dans la marne de Delmas est de plusieurs types. On note principalement la présence de la montmorillonite, de la kaolinite, de la vermiculite et de la goethite. Pour BME-11, de telles analyses n'ont pas eu lieu. Cependant, les mesures des limites d'Atterberg ainsi que la pression de gonflement mesurée pour ce sol (11kPa) montrent qu'elle est constituée d'argiles à gonflement modéré par rapport au gonflement mesuré pour le sol SONAPI-09. De plus, Skempton et Mitchell [69] ont défini des coefficients d'activité des différents minéraux argileux. L'activité du sol du BME-11 calculée à l'aide de cette relation est égale à 0,5. Cette activité est caractéristique des argiles non gonflantes d'après Skempton. L'activité des sols SONAPI-09 et SONAPI-10 est respectivement égale à 0,4 et 0,6.

On constate qu'à 20% teneur en eau, pour une même fréquence, le sol SONAPI-09 atteint la rupture avant le sol BME-11. L'explication du comportement du sol SONAPI-09 par rapport au BME-11 est que l'effet des minéraux argileux sur les propriétés rhéologiques des sols est directement en relation avec la nature du minéral en question. Dans le cas des argiles non gonflantes, il n'y a pas moyen d'hydrater la surface interne des particules à cause de la force des liens entre les feuillets d'argile. La grande partie de l'eau contenue dans le sol se loge entre les particules ce qui entraîne une répartition de la contrainte effective dans le sol sur très peu de liaisons entre particules de sol. Le caractère élastique du sol est donc plus prononcé et le matériau reste dans le domaine élastique pour des déformations plus importantes (Section 5.3). De plus, le contact entre les particules de sol sous l'effet du cisaillement contribue à renforcer sa résistance au cisaillement. Cela confère donc une meilleure stabilité au niveau de la microstructure de la kaolinite par rapport à la montmorillonite [80].

À l'inverse, les espaces interfoliaires des argiles gonflantes (montmorillonite) peuvent être hydratés. Deux cas peuvent alors se présenter dépendant des cations échangeables au sein de l'argile. Si les cations échangeables sont du Ca ou du Mg, les feuillets d'argiles seront très peu espacés en raison de la force électrostatique s'exerçant entre les cations et les charges négatives de la surface des feuillets. Ce système est presque aussi stable que dans le cas des argiles non gonflantes. Dans le cas cependant des argiles gonflantes contenant du Na ou du K, les cations adsorbés ont un large rayon d'hydratation et forment une double couche diffuse très étendue. Ainsi, la force électrostatique entre les feuillets d'argile est très faible et la structure et l'arrangement de ces derniers ne leur permettent pas de résister à de grandes déformations [60].

Ces résultats montrent une certaine similarité avec des travaux réalisés sur deux échantillons de sols argileux brésiliens. En effet, Markgraf et al. [83] ont réalisé une comparaison entre les résultats obtenus pour des tests rhéologiques à déformation croissante sur un "Oxisol" à caractère argileux dont la fraction argileuse (75%) est composée de kaolinite et de goethite et un "vertisol" dont la fraction argileuse (30%) est composée de montmorillonite. La déformation à la rupture dans ce cas et sous une fréquence de vibration de $0,5Hz$ est de 10% pour l'Oxisol (kaolinite) et

de 4 à 5% pour le Vertisol (montmorillonite). La valeur des modules de conservation (G') et de perte (G'') est comprise entre $10^6 Pa$ et $10^5 Pa$ dans le cas des sols riches en argiles et de $10^5 Pa$ et $10^4 Pa$ dans le cas de sols à caractère limoneux. Sur la FIGURE 5.15, le point de rupture est indiqué par des flèches orange. La comparaison n'a pas été faite avec des valeurs de $\tan(\delta)$ pour la simple et bonne raison que nous ne disposons pas de ces données.

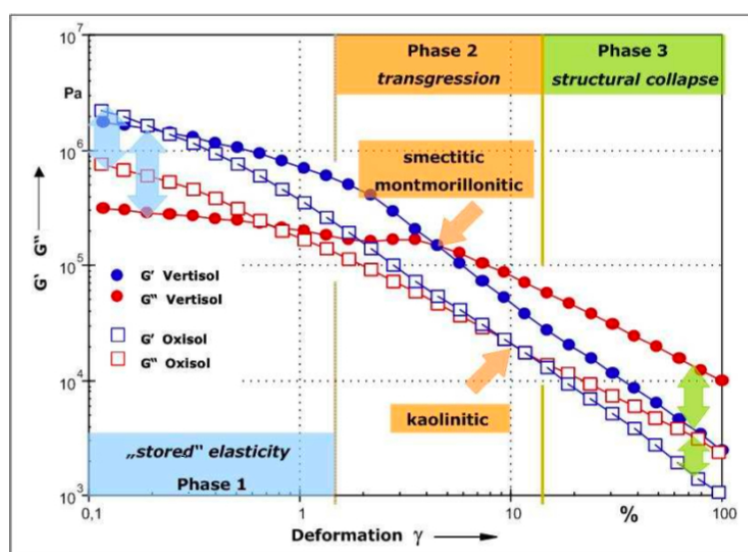


FIGURE 5.15 – Graphe de G' et de G'' pour l'Oxisol et le Vertisol. Déformation à la rupture [83]

En conclusion, si on se base uniquement sur la nature des argiles contenues dans la marne de la formation Morne Delmas, les sols contenant de l'argile gonflante ont une déformation à la rupture plus faible que ceux ne contenant pas ce type de matériau et ceci, pour toutes les fréquences de travail utilisées dans le cadre de cette thèse ainsi que pour les deux teneurs en eau (20% et 40%). Ce comportement trouve son origine dans la nature des forces qui s'exercent entre les particules de ces différentes argiles.

Effets de la teneur en eau

Les FIGURE 5.16 et FIGURE 5.17 illustrent la $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le sol SONAPI-09 et le BME-11 pour les teneurs en eau et les fréquences de travail dans le cadre de cette étude. Les valeurs des déformations à la rupture pour chaque situation de teneur en eau et de fréquence sont reprises dans la TABLE 5.3. Dans le cas du sol SONAPI-09 et de celui du BME-11, on peut faire la même constatation : aux trois fréquences de travail, les déformations à la rupture sont plus grandes à 20% de teneur en eau. Les différents travaux de rhéologie sur les sols consultés dans le cadre de cette thèse [80] [60], vont dans le même sens.

À 20% de teneur en eau, le sol reste dans le domaine solide d'après les limites d'Atterberg déterminées sur la fraction du sol utilisée dans le cadre de ces essais. L'eau joue dans ce cas un rôle de lubrifiant au sein de la matrice de sol et le contact entre les particules est prépondérant augmentant ainsi la résistance aux déformations. Un doublement de la teneur en eau pour la faire passer à 40% entraîne un déplacement de la consistance du sol dans le domaine plastique. L'espace entre les particules de sol augmente diminuant ainsi la composante élastique au profit de la composante visqueuse dans le comportement du matériau.

En clair, plus la teneur en eau du sol est élevée, plus les déformations à la rupture sont faibles et plus l'écart entre les valeurs de déformations à la rupture γ_y est faible.

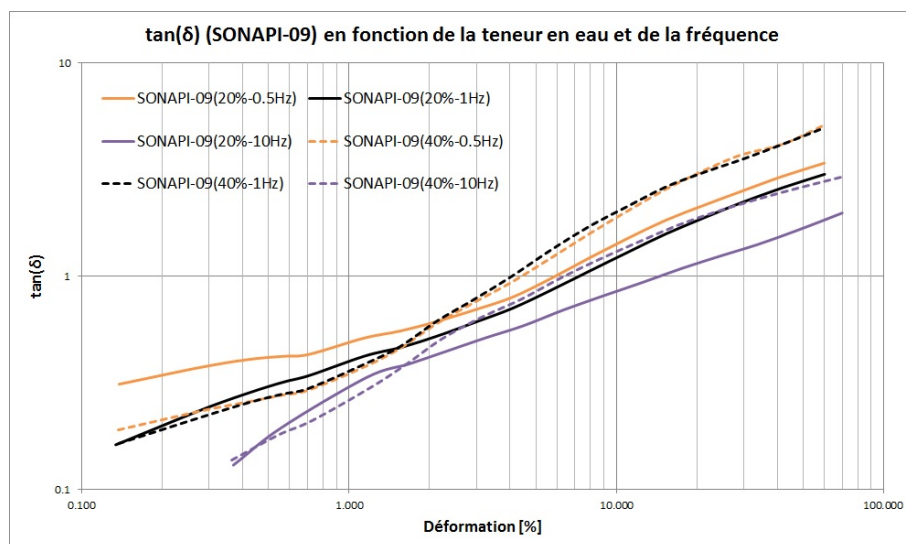


FIGURE 5.16 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour des teneurs en eau de 20% et de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz (SONAPI-09)

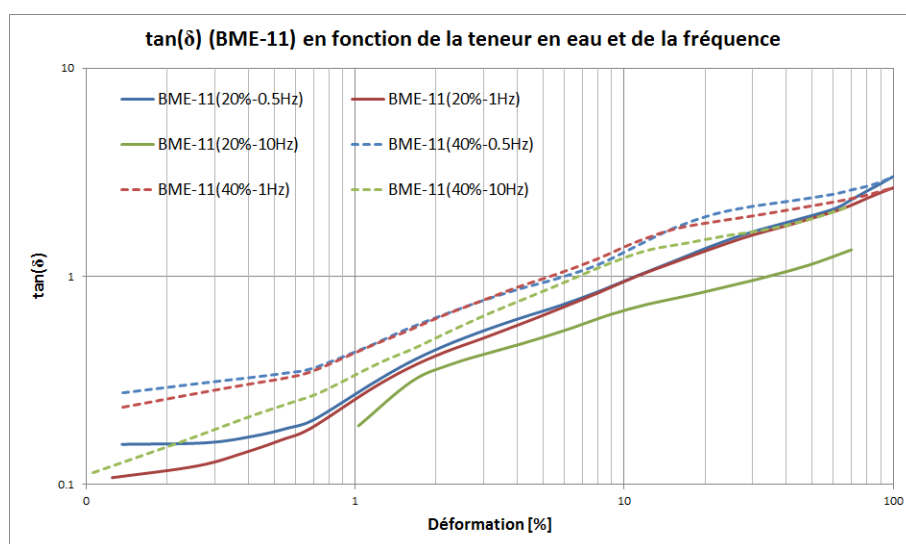


FIGURE 5.17 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour des teneurs en eau de 20% et de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz (BME-11)

Effets de la teneur en carbonates

À fréquence égale, la déformation à la rupture du sol BME-11 est plus grande que celle de l'échantillon SONAPI-09 pour une même teneur en eau (FIGURE 5.13 et 5.14). Ceci est dû sans doute à la nature des minéraux argileux, mais aussi au pourcentage de carbonate contenu dans les deux échantillons. Nous avons vu dans la Section 2.1 du Chapitre 2 que le sol BME-11 contenait 76,22% de carbonate contre 57,19% pour le sol SONAPI-09.

Le $CaCO_3$ a des propriétés de liant. En effet, sa présence au sein d'un sol argileux modifie la charge superficielle des particules d'argiles. Cette action modifie la structure de la double couche dont le développement était favorisé par les charges superficielles modifiées par la présence des carbonates. L'extension de la double couche se trouve donc réduite et par conséquent le volume apparent des particules de sol, d'où une contraction du sol. Cette contraction se traduit par une floculation de l'argile et un réarrangement des particules faisant ainsi disparaître les pores de 1 à 10 μm . Des ponts calcium sont aussi créés entre ces floculats d'argiles. L'indice de plasticité décroît, ce qui augmente le domaine plastique du sol [41].

Effets de la fréquence de vibration

Nous pouvons constater sur les FIGURES 5.16 et 5.17 que plus la fréquence de vibration est élevée, plus la déformation à la rupture est grande. Wibke Markgraf a, dans certains de ses travaux sur des sols brésiliens [80], supposé que la fréquence de vibration avait un impact sur certains paramètres rhéologiques comme les modules de cisaillement et de perte respectivement G' et G'' . Dans le cas qui nous concerne, le G' et le G'' décroissent avec l'augmentation de la fréquence de vibration ce qui est en accord avec ce que Markgraf supposait. En d'autres termes, on constate une diminution de la rigidité du matériau avec l'augmentation des fréquences. Le matériau conserve un comportement élastique sur une gamme plus large de déformation.

Actuellement, la vitesse des ondes de surface est utilisée dans la caractérisation des sols [22] [59]. Ces vitesses sont déterminées par des essais sismiques sur le terrain. Il existe une relation entre la vitesse des ondes de cisaillement, la densité des sols testés et le module de cisaille-

ment : $G = \rho V_s^2$. À haute fréquence, la vitesse des ondes de cisaillement est plus élevée ce qui est confirmé par les vitesses de cisaillement mesurées aux différentes fréquences de travail dans le cadre de ces essais. Pour deux échantillons d'un même sol (c'est-à-dire même " ρ "), plus la fréquence de vibration est élevée (donc vitesse élevée aussi), plus le module de cisaillement devrait être élevé. Cependant, en milieu dense, les ondes de cisaillement à haute fréquence voyagent moins rapidement que les ondes de basse fréquence [28]. Il s'ensuit donc une diminution du module de cisaillement comme constaté dans le cas de ces essais. Notons que les échantillons mis en place dans le rhéomètre sont très denses compte tenu du confinement que la géométrie de cet appareil permet d'imposer. Le matériau ayant donc une rigidité moindre, il peut supporter de plus grandes déformations.

Une autre explication peut justifier les courbes obtenues. Les comportements élastiques ou plastiques par exemple caractérisent les substances homogènes comme les liquides ou des substances hétérogènes comme les alliages. La nature n'est pas toujours ainsi faite. Plusieurs corps naturels sont des dispersions d'une phase solide ou liquide dans une phase liquide (suspension, émulsion). C'est le cas des sols avec une certaine teneur en eau. Une agitation de ces corps les transforme en liquide alors qu'au repos, ils sont sous forme de gel. On observe aussi une diminution de leur viscosité avec le cisaillement croissant. Ils se détruisent.

Cependant, certains sols thixotropes tendent plus rapidement vers un gel lorsqu'ils sont agités suivant un certain rythme que lorsqu'ils sont au repos, on dit qu'ils sont doués de rhéopexie [95]. Cela pourrait expliquer le fait qu'à de hautes fréquences de vibration, les sols SONAPI-09 et BME-11 conservent leur état de gel pour de plus grandes déformations.

Rappelons que les limites d'Atterberg pour les échantillons utilisés ont été déterminées. À 20% de teneur en eau, le sol est dans le domaine solide et sur un diagramme contrainte-déformation, une rupture fragile survient pour une déformation donnée. À 40% de teneur en eau, dans le domaine plastique donc, il n'est pas possible d'observer une rupture sur la courbe contrainte-déformation. Les déformations croissent tout le temps que dure l'application des contraintes. Alors, pour des applications pratiques, la rupture est donc conventionnelle. On fixe une

valeur de déformation au-delà de laquelle on considère qu'il y a rupture (FIGURE 5.18).

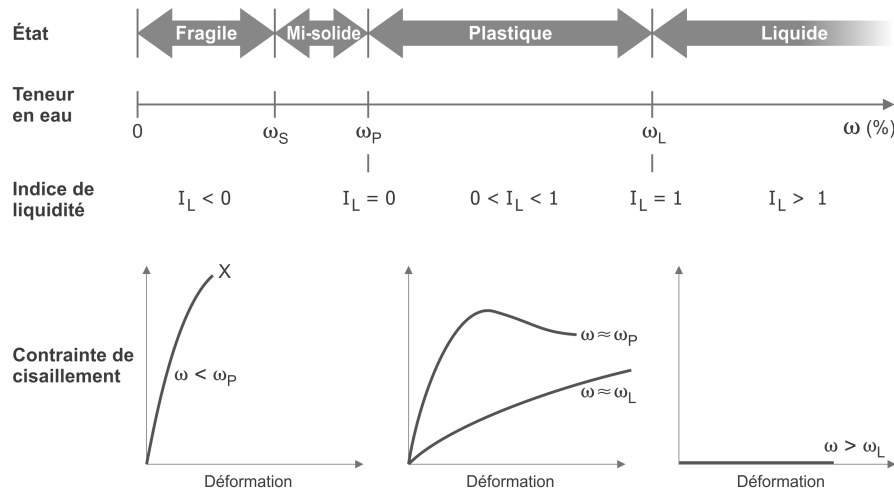


FIGURE 5.18 – Comportement du sol à différentes consistances d'après les limites d'Atterberg [69]

Ce raisonnement peut aussi être transposé au niveau des essais rhéologiques. Les courbes " $\tan(\delta)$ " en fonction de la déformation en sont une illustration. En dessous de "1", on est dans le domaine élastique et au-dessus on est dans le domaine visqueux. Comme dans le cas du diagramme contrainte-déformation en mécanique des sols, la rupture n'est pas atteinte car des valeurs de $\tan(\delta) = G''/G'$ sont encore enregistrées jusqu'à 100% de déformation. De ce point de vue, la rhéologie, telle que présentée ici s'interprète de façon similaire au diagramme contrainte-déformation en relation avec les limites d'Atterberg. Cependant, la rhéologie présente un avantage. La valeur de la déformation pour $\tan(\delta) = 1$ indique le moment où le sol passe d'un état plastique à un état visqueux. Ceci n'est pas possible avec un essai de cisaillement à la boîte de Casagrande ou un essai triaxial en mécanique des sols car on ne connaît pas précisément la déformation au-delà de laquelle le matériau s'endommage. Ici, l'idée liquéfaction traduit le fait que le matériau devient de plus en plus visqueux et se déforme tout le temps que la contrainte à laquelle il est soumis demeure. L'autre avantage de la rhéologie est qu'elle permet d'obtenir la déformation γ_y que nous avons

appelée "déformation à la rupture" sous sollicitations dynamiques, ce qui donne une bonne évaluation de la déformation susceptible de causer une liquéfaction en cas de séisme. Il serait donc intéressant de pouvoir réaliser des essais (quasiment statique) avec le rhéomètre sur ces mêmes échantillons avec des fréquences de vibration voisines de zéro ($0,001Hz$ dans le cas du rhéomètre SCARABAEUS SIS-V50) pour pouvoir évaluer la déformation pour laquelle le matériau se liquéfie et comparer avec les déformations obtenues en statique et en dynamique.

5.5 Conclusion

L'objectif de ce chapitre était d'étudier les propriétés rhéologiques du sol de Delmas à l'aide d'une méthode particulière utilisée en rhéologie des polymères. Il peut être divisé en deux parties. La première, théorique, a présenté le concept de rhéologie telle que précisée dans la phrase précédente ainsi que la définition de concepts importants intervenant dans cette science et la seconde, plus pratique a présenté le mode opératoire des essais réalisés sur la fraction inférieure à $53\mu m$ de la marne de Morne Delmas, les résultats obtenus et leur interprétation.

Le sol, matériau viscoélastique, a été soumis à un cisaillement alternatif dans un rhéomètre bicône. Des essais à balayage en amplitude ont été réalisés, permettant ainsi de déterminer les modules de cisaillement élastique (G') et de perte (G'') en fonction de la déformation (0 à 100%) pour une fréquence de vibration fixée au début de l'essai; les trois fréquences de travail : ($0,5Hz$, $1Hz$ et $10Hz$) ont été choisies sur base des fréquences de vibration des sols mesurées de la plaine alluviale. Les échantillons ont aussi été testés à des consistances différentes par rapport aux limites d'Atterberg. Ainsi, 20% de teneur en eau, correspondait à un état solide et 40% de teneur en eau à un état plastique; la teneur en eau de saturation de ces sols étant de $w_{sat} = 29\%$. Les résultats concrets obtenus sont la $\tan(\delta) = G''/G$. Si la valeur de ce paramètre est inférieure à "1", le matériau est considéré comme étant élastique et s'il est supérieur à "1", il est considéré comme visqueux. La structure du matériau ne tient plus, on peut considérer qu'il se liquéfie. Cette déformation γ_y est considérée comme étant une déformation à la rupture. Les échantillons testés sont le SONAPI-09 et le BME-11. De

très petites quantités de sol ont été utilisées pour chaque test soit, 5g à 20% de teneur en eau et 10g à 40%.

L'effet de quatre paramètres sur le comportement rhéologique des sols de Delmas a bien été mis en évidence. Ces paramètres sont les suivants :

- la nature des minéraux argileux contenus dans la marne de la formation Morne Delmas
- la consistance du matériau par rapport aux limites d'Atterberg (solide ou plastique)
- la teneur en carbonate de calcium
- la fréquence de vibration

Les conclusions qui peuvent être tirées de ces analyses sont multiples. La TABLE 5.13 résume tous les résultats sur lesquelles se basent ces conclusions. La valeur de la déformation à la rupture dépend de la nature des minéraux argileux contenus dans le matériau. Celle-ci est plus faible pour les minéraux gonflants que pour les minéraux non gonflants aux trois fréquences de travail.

L'augmentation de la teneur en eau conduit à une diminution de la valeur de la déformation à la rupture. Ainsi, à l'état plastique, le contact direct entre les particules n'existe pas, ce qui fait que la rupture est atteinte pour de plus faibles déformations.

Plus le sol est riche en carbonate de calcium, plus il accuse une déformation à la rupture élevée. Le $CaCO_3$ crée des liens entre les différentes particules de sol, donc plus de contacts entre ces derniers, d'où une déformation à la rupture plus importante.

Plus la fréquence de vibration est importante, plus la déformation à la rupture est élevée. Ceci est dû au fait que les ondes à haute fréquence circulent moins rapidement en milieu dense, ce qui implique une diminution du module de cisaillement ou tout simplement à la rhéopexie des matériaux testés.

Cette méthode d'analyse constitue un bon moyen d'étudier les sols de manière dynamique pour plusieurs raisons. La première est que les paramètres déterminés peuvent être corrélés avec des paramètres courants en mécanique des sols tels que le module de cisaillement G ou même la déformation à la rupture. Des essais triaxiaux dynamiques pourraient être réalisés par exemple dans cette optique. La deuxième raison est que

la réalisation d'un essai requiert une infime quantité de sol (5 à 10g selon la teneur en eau) par comparaison avec les essais de mécanique des sols qui demandent plusieurs dizaines de grammes parfois. La troisième raison est que ces tests durent en général entre 15 à 20 minutes, ce qui est un délai assez court pour obtenir des résultats aussi importants et précis. La quatrième raison est qu'elle permet de déterminer la déformation à laquelle la liquéfaction se produit ce qui est impossible à déterminer avec un essai classique de cisaillement à la boîte de Casagrande ou un triaxial. Enfin, ce sont des essais reproductibles et donc qui peuvent faire l'objet d'études statistiques avec une précision intéressante.

Le Chapitre 6 sera consacré à l'étude de l'effet des solutions salines de NaCl et de KCl sur les propriétés rhéologiques du sol de Delmas.

5.6 À retenir

1. Le modèle de Maxwell a été utilisé pour étudier les propriétés rhéologiques des échantillons de sol SONAPI-09 et BME-11.
2. Les essais ont été effectués sur la fraction de sol de taille inférieure à $53\mu m$ à des teneurs en eau de 20% et de 40% et sous des fréquences de cisaillement de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz. L'appareil utilisé est un rhéomètre SCARABAEUS SIS-V50.
3. Soumis à un cisaillement sinusoïdal, ces échantillons de marne atteignent la rupture pour une certaine déformation. Plus les argiles contenues dans ces marnes sont gonflantes, plus la déformation à la rupture est faible. Plus la quantité de carbonate de calcium est importante, plus la déformation à la rupture est importante. La déformation à la rupture dépend aussi de la fréquence de vibration. Plus celle-ci est élevée, plus la déformation est importante. L'augmentation de la teneur en eau des échantillons fait diminuer la valeur de la déformation à la rupture.

Chapitre 6

Influences de la nature du fluide interstitiel

Introduction

Les hommes, dans leurs activités sur un territoire, polluent le sol de manière consciente ou non. Ces activités peuvent être liées au développement (industrialisation, ...) ou à l'occupation de ce territoire par les populations. Le phénomène de pollution des sols est plus exacerbé dans les grandes villes où la densité de population rend insuffisantes les capacités de la municipalité à gérer le réseau d'assainissement existant. Port-au-Prince et sa région métropolitaine n'échappent pas à ce problème.

La pollution est d'une part d'origine industrielle. Le cas de la SONAPI est une illustration de la situation. Les huiles de vidange des moteurs de machines industrielles sont déversées dans un canal traversant le site de la SONAPI dont l'exutoire arrive directement à la mer sans passer par une station d'épuration. Le canal défoncé en plusieurs points permet à une partie de ces effluents de pénétrer dans le sol. La FIGURE 6.1 représente le canal d'évacuation des eaux usées du "bâtiment 23" chargé d'effluents qui se déverseront ensuite dans le canal d'assainissement du site représenté par une ligne rouge dans le plan global de la SONAPI (FIGURE 3.3). Ce canal n'est plus étanche compte tenu des nombreuses fissures qu'on peut repérer sur ses parois. Il est aussi complètement défoncé à certains endroits, ce qui favorise la stagnation

d'eaux usées (cercle rouge en trait tireté de la FIGURE 6.1) humidifiant en permanence le sol.



FIGURE 6.1 – Canal d'évacuation des eaux usées traversant le site du parc industriel de la SONAPI

La pollution est aussi, dans un second plan, la conséquence de l'occupation du territoire de manière anarchique par une population sans cesse croissante. La FIGURE 6.2 montre l'évolution de la tache urbaine de la population de Port-au-Prince de la fondation de la ville en 1750 à 1996. La tache urbaine de 1996 est de loin plus étendue que celle de 1750. De plus, une observation de cette carte montre que l'urbanisation en 1750 était bien planifiée. La ville était bien quadrillée ce qui correspond à une certaine organisation de l'espace. Le système d'égouttage est bien présent (zone jaune sur la FIGURE 6.3) dans le secteur construit en 1750, mais totalement absent ou presque en dehors. Toutes les eaux usées de ces populations sont directement évacuées dans le sol ce qui est une grande source de pollution.

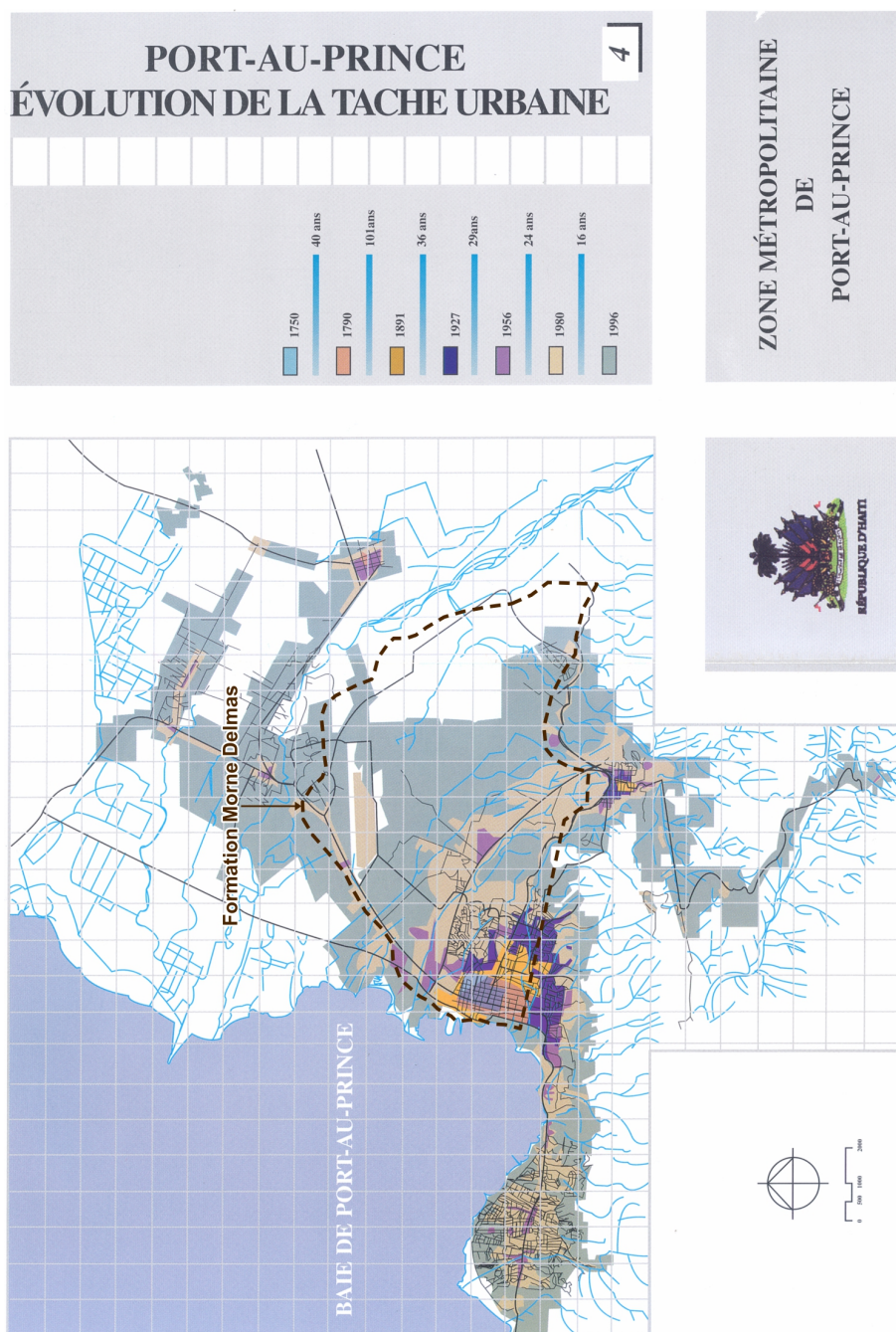


FIGURE 6.2 – Tâche urbaine de Port-au-Prince et de sa région métropolitaine [64]

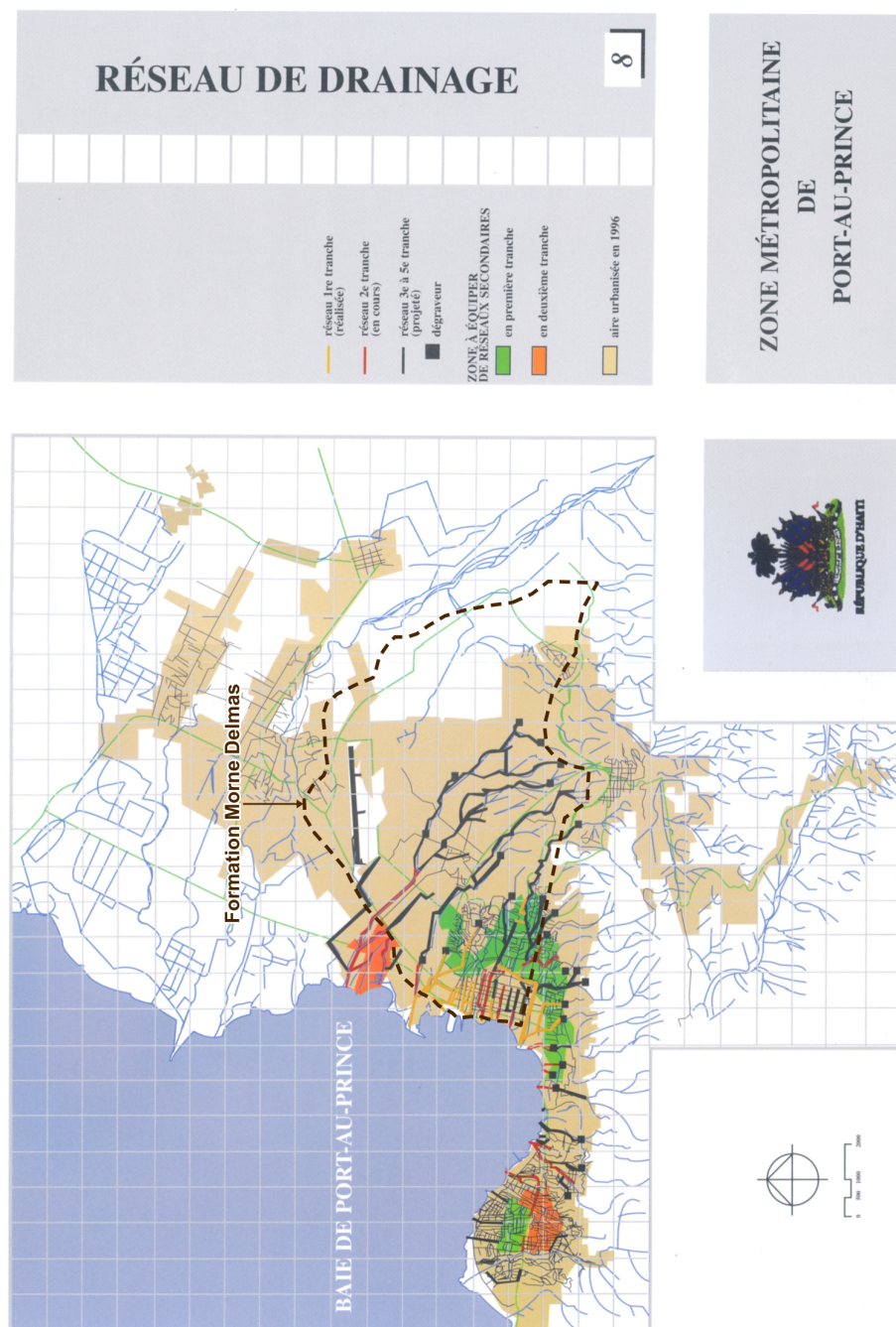


FIGURE 6.3 – État du système d'égouttage de 1750 à 1996 [64]

Les FIGURE 6.4 et FIGURE 6.5 illustrent la façon dont les mornes environnant Port-au-Prince sont colonisés et les conséquences du fait de l'absence d'un assainissement aux normes. Là encore, ce n'est que la situation en 1999, date de publication du rapport de Holly et al. [64] sur les problèmes environnementaux de la région métropolitaine de Port-au-Prince.



FIGURE 6.4 – Constructions anarchiques sur le versant nord du morne la Selle [64]



FIGURE 6.5 – Conséquences de l'inadéquation du réseau d'assainissement de l'actuel Port-au-Prince [64]

Le problème de la pollution des sols a longtemps été considéré comme un problème uniquement environnemental. Mais des sols qui ont été pollués sur de longues périodes de temps posent problème aux ingénieurs géotechniciens car les éléments (organiques et inorganiques) contenus dans ces effluents modifient les propriétés des sols. Rodrigues et al. [99], chercheurs de l'Université de São Paulo ont étudié l'influence des eaux usées domestiques (bain, lessive, . . .) sur les caractéristiques mécaniques de sols brésiliens. En effet, dans la région où sont prélevés les sols étudiés par ces chercheurs, des affaissements (dans 35% des cas) dus à la fuite de canalisations d'égouts ont été observés. D'après eux, la grande concentration de sodium (Na) dans les effluents d'égouts tend à densifier les sols qu'ils humidifient, ce qui provoque une désagrégation des grains de sols et des déformations (tassements) plus importantes. Eux-mêmes citent des travaux du même type réalisés en Hongrie par Réthati [99] aboutissant aux mêmes conclusions.

En Jordanie, Malkawi et al. [79] ont travaillé sur l'effet des matières organiques sur les propriétés physico-chimiques de sols à caractère illitique. D'après leurs résultats, l'ajout de matières organiques contribuerait à créer une désagrégation des particules de sol, une augmentation des limites d'Atterberg ainsi qu'une augmentation du gonflement libre.

D'autres travaux comme ceux de Habib-ur-Rehman [105] ont étudié le problème de la pollution des sols par les huiles. Ce mode de contamination est répertorié à la SONAPI. Des essais réalisés sur des sols à grains fins (argiles et limons) d'Arabie Saoudite ont montré que les huiles modifiaient les caractéristiques de ces matériaux. Les limites d'Atterbeg augmenteraient de 3 à 5% par exemple. Lors des essais de compactage, les propriétés de lubrification des huiles favorisent l'augmentation de la densité sèche de ces matériaux. L'amplitude du gonflement des sols pollués aux huiles est comparable à celle de mêmes sols non pollués sauf que ce gonflement est plus rapide dans le second cas. La pollution par les huiles dans le cas des sols fins d'Arabie Saoudite fait diminuer la pression de gonflement.

D'autres auteurs (Waddah S. Abdullah et al. [21]) ont préféré étudier l'effet des ions contenus dans les eaux usées de manière séparée. C'est justifié puisque les différents cations compris dans ces effluents ne réagissent pas de la même manière avec les matériaux argileux. Selon les

résultats trouvés par I. Abdullah et al. [26], l’adsorption de cations par les argiles provoquerait une agrégation des particules modifiant ainsi la granulométrie, diminuant la surface spécifique et donc le potentiel de gonflement du matériau.

Il a été prouvé dans plusieurs travaux de Markgraf et al. [83], de D. Holthusen et al. [65], de Ghezzehei et al. [60] que des ions potassium (K^+) et sodium (Na^+) avaient des impacts sur certains paramètres dans la rhéologie des sols. Les sels de sodium contribuent à la stabilité des sols en faisant augmenter les modules de cisaillement et de perte surtout quand le matériau est riche en carbonate de calcium.

L’un des objectifs de ce travail sera donc d’évaluer l’impact de la pollution par les eaux usées sur les propriétés géotechniques des échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10 ainsi que l’impact des ions K^+ et Na^+ sur les propriétés rhéologiques des sols SONAPI-09 et BME-11. Dans ce cadre, des échantillons d’eaux usées ont été récoltés et analysés. Ces effluents seront par la suite mélangés aux sols de la SONAPI pour la réalisation d’essais géotechniques devant mettre en évidence leur impact sur les propriétés géotechniques de ces sols. Des solutions de $NaCl$ et de KCl 1N seront utilisées pour les essais en rhéologie.

6.1 Échantillons d’eaux usées

Les effluents qui serviront à réaliser les essais sont composés d’eaux usées industrielles et d’eaux usées domestiques. Ils ont été prélevés dans un canal traversant le site de la SONAPI (FIGURE 6.1) servant à assainir le parc industriel. Ces eaux ont une couleur noirâtre et dégagent une forte odeur d’huile parfois même pestilentielle. Ces huiles résultent de l’entretien des machines industrielles. Elles ne subissent aucun traitement avant d’être rejetées dans la nature. La FIGURE 6.6 illustre l’échantillon d’eau provenant de ce canal.



FIGURE 6.6 – Échantillon d'eaux usées prélevé dans le canal d'assainissement de la SONAPI

Une analyse de ces eaux a été réalisée dans le cadre de précédents travaux sur le sol de Delmas [75]. Ces analyses ont porté sur les cations présents dans ces effluents du fait de leur forte attraction avec les particules argileuses et aussi de leur présence dans les détergents retrouvés dans les eaux usées.

Une analyse de l'eau de distribution à Louvain-la-Neuve et d'une eau savonneuse a été aussi menée de façon à pouvoir comparer les teneurs en cations de ces différentes eaux, ce qui sera utile pour expliquer certains comportements géotechniques étant donné que les essais sont réalisés avec de l'eau de distribution de l'UCL et les eaux usées de la SONAPI. La TABLE 6.1 résume la proportion des principaux cations dans les échantillons testés. Un pH de 7 a été mesuré pour ces eaux.

En plus des cations, l'aspect et l'odeur de l'eau de la SONAPI a conduit à la nécessité de réaliser des tests plus avancés pour déterminer la nature des hydrocarbures en présence. Ces analyses ont révélé la présence d'hydrocarbures caractéristiques d'une contamination par les huiles lourdes de machineries industrielles (voir Annexe). En résumé, les eaux usées qui vont servir à humidifier les sols pour les essais en laboratoires sont une émulsion des substances dont il est fait mention précédemment (eau, huiles lourdes, savon, ...).

Ions	eaux usées SONAPI	eau de distri- bution UCL	eau savon- neuse
Ca^{2+}	176	133	105
K^+	10	2,5	16
Na^+	55	17,2	2200
Mg^{2+}	26,9	17,62	13

TABLE 6.1 – Principaux cations présents dans les eaux usées de la SONAPI, l’eau de distribution de l’UCL et la solution d’eau savonneuse [mg/l]

6.2 Influence sur les propriétés géotechniques des sols

Cette section du document sera consacrée à l’étude de l’effet des eaux usées sur les échantillons SONAPI-09 et SONAPI-10. Les effets de deux principaux ions (K^+ et Na^+) et des graisses seront expliqués en théorie, ce qui nous permettra ensuite d’expliquer les résultats obtenus pour les essais dans le cadre de cette thèse.

6.2.1 Influence sur la granulométrie

Les cations contenus dans l’eau interstitielle influencent les propriétés géotechniques des sols. Cette section sera consacrée à l’effet du potassium et du sodium sur les propriétés géotechniques que nous avons étudiées précédemment. Prenons le cas du potassium. C’est un ion qui a une énergie d’hydratation faible et donc, un faible rayon ionique hydraté. Cela lui permet, en présence de matériau argileux, d’entrer dans les trous hexagonaux des couches tétraédriques, de créer des liens très forts entre les feuillets d’argiles, ce qui entraîne par conséquent une agrégation des grains [85]. Cet effet sera donc observable au niveau de la granulométrie du sol.

À l’inverse, le sodium contenu dans l’eau interstitielle, quand il est adsorbé par les argiles, entraîne une désagrégation des particules car il ne favorise pas la formation de liens solides comme le potassium. Ce cation ayant une énergie d’hydratation plus faible et donc un rayon hydraté plus grand, n’a pas la possibilité de pénétrer dans les orifices hexagonaux.

Cela ne favorise pas l'agglomération des particules argileuses [21].

Même après filtrage des eaux usées venant de la SONAPI, une quantité d'huile reste présente dans le liquide recueilli. Cette émulsion a tendance à favoriser une agglomération des particules d'argile en des flocons ayant la taille de limon ou de sable. La FIGURE 6.7 illustre le mécanisme de l'agglomération des particules d'argile en contact avec de l'huile.

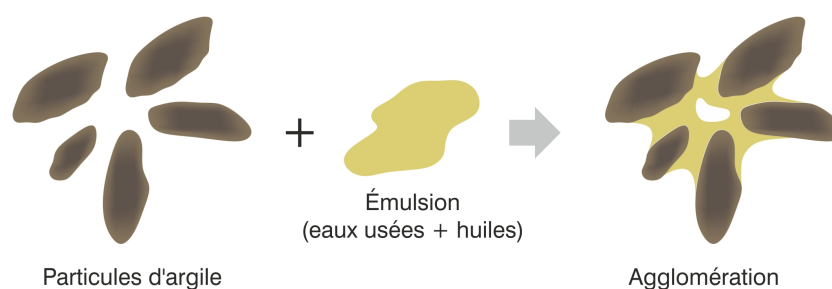


FIGURE 6.7 – Action des huiles sur les particules d'argile [105]

Le sol SONAPI-09 a été mélangé avec une certaine quantité d'eaux usées de telle sorte que sa teneur en eau soit de 20% et a ensuite été séché à l'air. Un essai granulométrique a été réalisé sur cet échantillon et sur l'échantillon de sol vierge. Les courbes granulométriques sont illustrées par la FIGURE 6.8. L'allure des deux courbes est analogue au niveau des particules de taille supérieure à 0,1mm mais pour les particules de taille plus fine, elle diffère. On observe un plus grand nombre de particules fines, ce qui témoigne d'une désagrégation du matériau. Des photos prises au Microscope Électronique à Balayage Environnemental (MEBE) appuient la thèse selon laquelle il y a une désagrégation du matériau (FIGURE 6.9).

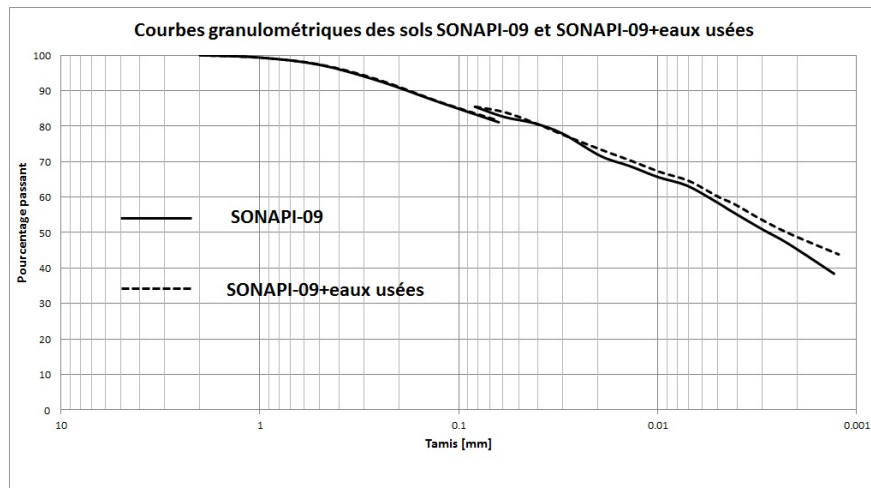


FIGURE 6.8 – Courbe granulométrique du sol de la SONAPI vierge et du sol de la SONAPI+eaux usées

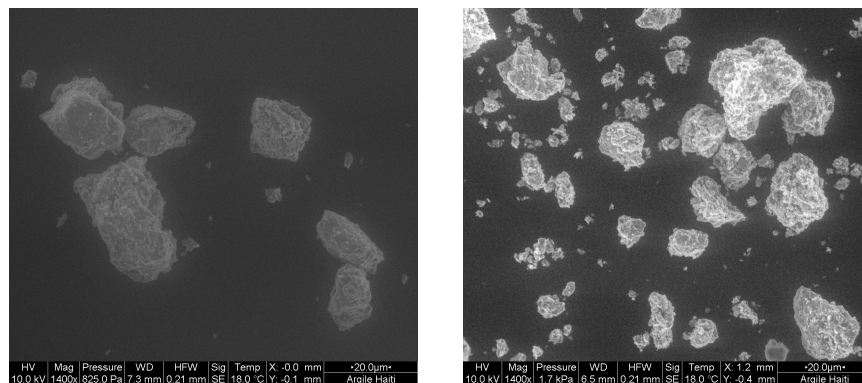


FIGURE 6.9 – Photos prises dans le MEBE du sol SONAPI-09 sain (à gauche) et du sol SONAPI-09 pollué aux eaux usées (à droite)

Cette désaggrégation des grains peut être expliquée par la présence de sodium dans les eaux usées utilisées pour humidifier le sol. On sait aussi que les ions potassium sont présents dans les effluents recueillis à la SONAPI, ce qui rend délicate l'interprétation de la différence entre les courbes granulométriques obtenues. Dans ce cas, les photos du sol au MEBE permettent de penser que l'action du sodium a été prépondérante par rapport à celle du potassium qui peut avoir l'effet contraire.

D'autre part, il semble que le pouvoir d'agglomération des huiles soit assez faible par rapport à l'effet des ions sodium. En effet, les liaisons entre particules d'argile ne sont pas structurelles. Le film d'huile lie les particules de l'extérieur et par des liens moins forts que dans le cas de l'adsorption des ions potassium par l'argile. Il est donc assez simple de disloquer ces liaisons même après qu'elles aient été formées.

6.2.2 Influence sur les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ont été déterminées pour les sols SONAPI-09 et SONAPI-10. Les résultats figurent dans la TABLE 6.2.

-	w_l	w_p	w_r	I_p
SONAPI-09	47,6	28,9	15,33	18,7
SONAPI-09 + eaux usées	54,1	26,7	12,71	27,5
SONAPI-10	68,0	27,5	12,12	45,5
SONAPI-10 + eaux usées	80,0	26,8	-	53,2

TABLE 6.2 – Comparaison des limites d'Atterberg pour le sol de la SONAPI vierge et pollué aux eaux usées

Nous remarquons que le domaine plastique compris entre la limite de liquidité et la limite de plasticité est plus important pour le sol pollué que pour le sol vierge. On a une élévation de la limite de liquidité et un abaissement de la limite de plasticité. Ceci a pour conséquence directe une augmentation de l'indice de plasticité.

L'augmentation de la limite de liquidité peut être la cause de l'adsorption de sodium par les particules argileuses. Le rayon hydraté de ces dernières (les particules d'argiles) est très important et par conséquent ils attirent plus d'eau autour des particules dans lesquelles ils s'incrustent. La légère baisse de la limite de plasticité n'est pas significative pour être

expliquée par la présence de cations adsorbés par le matériau. Cette variation peut être attribuée à la procédure de réalisation de l'essai.

L'action des émulsions est étudiée par Habib-ur-Rehman [105] lors de la détermination du comportement des sols fins contaminés aux huiles. Il a lui aussi constaté une hausse de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité et des variations très légères des limites de plasticité et de retrait. En effet, une augmentation de la teneur en eau rompt les liens directs entre les agrégats formés suite à la contamination par les huiles et la présence de sel du type NaCl engendre des forces de répulsion entre les particules dissociées, ce qui rend le matériau sans cohésion (FIGURE 6.10).

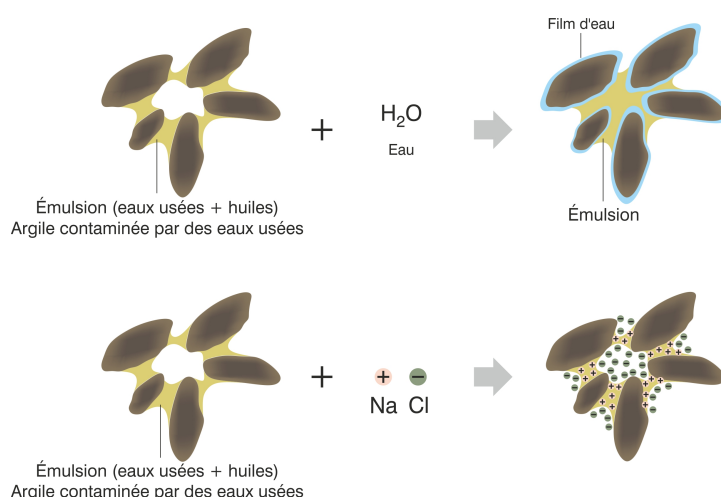


FIGURE 6.10 – Eau interstitielle saline humidifiant une argile contaminée à l'huile [105]

L'une des raisons pouvant donc expliquer les variations dans les limites d'Atterberg suite aux agrégats de particules causés par le mélange avec l'huile est que pour changer les limites de consistance (passer de solide à plastique et de plastique à liquide), il faut un excès d'eau pour détacher les particules d'argiles entre elles ce qui crée des films d'eau de plus en plus épais autour des particules du fait de la non-miscibilité de l'huile et de l'eau.

6.2.3 Influences sur la classification du sol

La méthode de classification utilisée est celle de Casagrande. Elle est basée sur la limite de liquidité et la limite de plasticité. Étant donné les variations subies par ces valeurs avec le traitement par les eaux usées, la classification du sol pollué varie elle aussi. Ainsi, sur la FIGURE 6.11, on peut observer que le sol de la SONAPI-09 pollué aux eaux usées se trouve dans la catégorie des sols plastiques. Ce qui fera augmenter son potentiel de gonflement. Le sol SONAPI-10 reste toujours dans la catégorie des sols très plastiques et son potentiel de gonflement passe d'"élevé" à "très élevé".

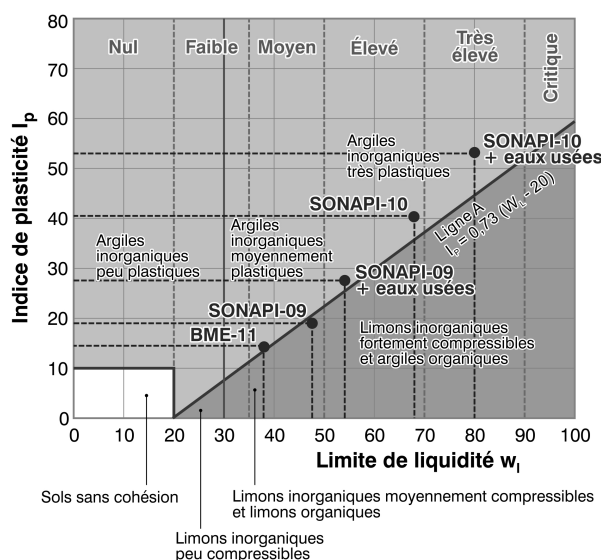


FIGURE 6.11 – Impact de la pollution par les eaux usées sur la classification du sol SONAPI-09 et SONAPI-10

6.2.4 Influence sur le gonflement

Pour étudier l'effet du gonflement sur le sol de la SONAPI, des essais de gonflement libre et à charge imposée ont été réalisés. Les résultats sont représentés sur le graphique de la FIGURE 6.12. Un échantillon de sol sain et un échantillon de sol pollué ont été testés. Le gonflement libre est réalisé sans aucune charge imposée, alors que l'essai de gonflement à

charge imposée est réalisé tel qu'expliqué dans les essais œdométriques précédents.

La première constatation est que dans le cas du gonflement libre, le gonflement du sol pollué est plus important que celui du sol vierge. Il en est de même pour les essais à charge imposée sauf dans le cas où la charge est de 54 kPa.

L'eau analysée contient différents cations susceptibles d'être adsorbés par les particules argileuses. Des ions comme le sodium agissent sur l'épaisseur des feuillets d'argiles augmentant ainsi leur volume. De plus, la présence de ces cations dans le sol augmente leur concentration au sein de la double couche. Cela provoque l'apparition d'une succion osmotique qui tend à rétablir l'équilibre entre la concentration de l'eau interstitielle et l'eau adsorbée de l'espace interfoliaire. Ce phénomène favorise le gonflement interparticulaire.

De plus, l'effet dispersif des eaux usées sur l'échantillon fait qu'il y a au sein de la masse de sol beaucoup plus de particules d'argile susceptibles d'adsorber de l'eau et donc d'augmenter l'amplitude du gonflement libre.

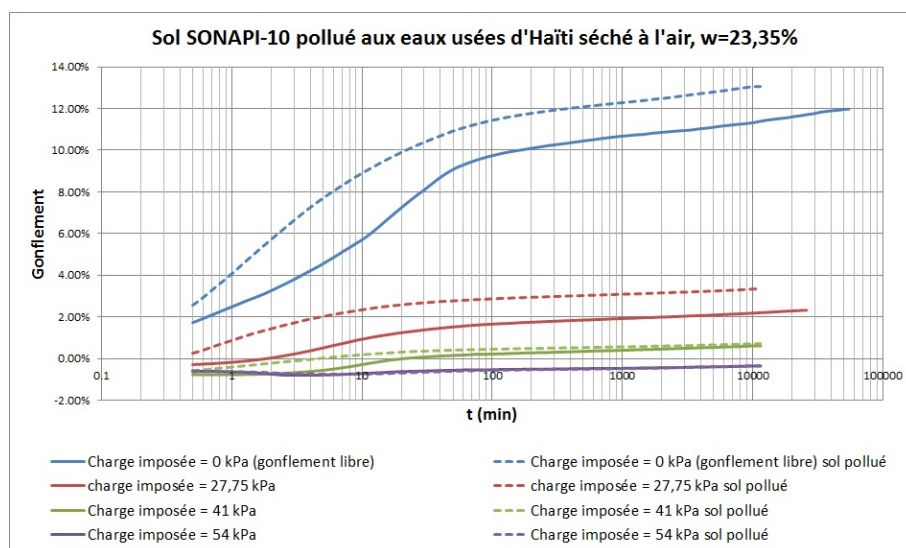


FIGURE 6.12 – Gonflement du sol de la SONAPI-10 vierge et du sol pollué par les eaux usées

6.3 Influence sur les propriétés rhéologiques des sols

Ce chapitre était initialement dédié à l'étude de l'impact des eaux usées sur les sols de la SONAPI et du BME comme dans le cas des essais d'identification et de gonflement. Cette option a été abandonnée pour deux raisons. La première est qu'il a été difficile dans le cas des essais précités d'expliquer certains comportements des sols en raison du grand nombre d'ions compris dans les eaux usées et des effets antagonistes de certains ions. La seconde raison est qu'on ne rencontre pas les mêmes effluents à la SONAPI en plaine, dans une zone où il y a des résidences et des industries qu'au BME sur la colline de Delmas. Réaliser les essais pour les deux sols avec les mêmes effluents serait quelque peu irréaliste. Nous avons donc décidé de mener les essais en étudiant séparément l'effet de deux types d'ions sur ces sols : les ions K^+ et les ions Na^+ . D'une part ce sont les plus fréquents dans les eaux usées domestiques, d'autre part, dans la littérature de la rhéologie des sols, l'effet de ces ions est analysé séparément. La comparaison des résultats est plus simple dans ce cas.

6.3.1 Préparation des échantillons

Les échantillons qui serviront pour les essais où l'on devra étudier l'effet des ions K^+ et Na^+ sont de la même fraction granulométrique que les essais réalisés avec le sol vierge. Le sol est passé au tamis inférieur à $53\mu m$; de l'eau a été utilisée pour faciliter cette opération. Le passant est ensuite mis à sécher à l'étuve à $60^\circ C$. Ensuite, 100 grammes de sol ont été mélangés à 0,5 l d'une solution 1N de NaCl ou de KCl jusqu'à obtenir une solution homogène. Le sol est encore remis à l'étuve à $60^\circ C$. Quand le sol est estimé sec, il est sorti de l'étuve et la procédure pour la suite de la manipulation est identique à celle décrite pour les échantillons vierges de toute pollution aux ions.

Il est à noter que ce processus de préparation des échantillons dure plusieurs jours. Nous n'avons pas, dans le cadre de cette thèse étudié l'effet du temps de contact du sol avec les solutions de NaCl et de KCl. Il y a là un effet de maturation qui peut modifier la structure du sol suivant l'âge de la pollution. Cela fera probablement l'objet de recherches ultérieures.

Les paragraphes suivants seront consacrés à l'étude de l'effet des sels de potassium et de sodium sur les sols SONAPI-09 et du BME-11. Les graphes fournis illustrent la $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour une teneur en eau donnée et à toutes les fréquences de travail ($0,5Hz$, $1Hz$ et $10Hz$).

6.3.2 Influence des ions K^+ sur les sols du BME-11 et de la SONAPI-09

Une solution de KCl 1N a servi de fluide d'humidification des échantillons de sol BME-11 et SONAPI-09. Les courbes $\tan(\delta)$ des FIGURES 6.13, 6.14, 6.15 et 6.16 illustrent les résultats obtenus. Les courbes $\tan(\delta)$ pour les échantillons vierges et les échantillons humidifiés avec la solution saline (pour une teneur en eau donnée) figurent sur le même graphe de manière à ce que les différences de comportement soient mieux perçues, ce qui facilite les interprétations. La TABLE 6.3 résume les valeurs des déformations à la rupture (γ_y) pour les sols BME-11 et SONAPI-09 vierges et traités au KCl.

Teneur en eau	20%			40%		
Fréquence [Hz]	0,5	1	10	0,5	1	10
γ_y (SONAPI-09)	5,92	7,30	14,70	4,45	4,05	6,46
γ_y (SONAPI-09)+KCl	9,12	10,27	21,47	16,33	19,51	19,92
γ_y (BME-11)	11,01	11,07	34,27	5,96	5,29	6,80
γ_y (BME-11)+KCl	9,41	10,75	15,16	3,28	3,18	4,39

TABLE 6.3 – Déformation à la rupture pour les échantillons SONAPI-09 et du BME-11 (vierges et traités au KCl) à 20% et 40% de teneur en eau aux fréquences de $0,5Hz$, $1Hz$ et $10Hz$

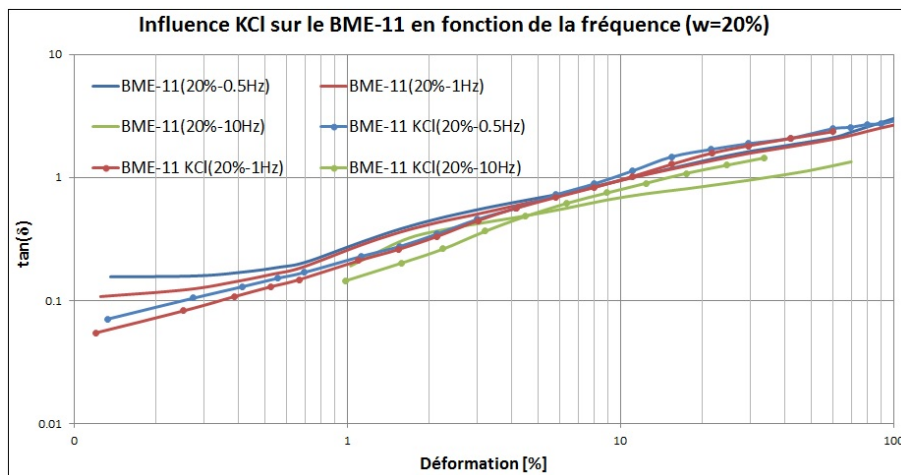


FIGURE 6.13 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le BME-11 vierge et BME-11 traité au KCl à des teneurs en eau de 20% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

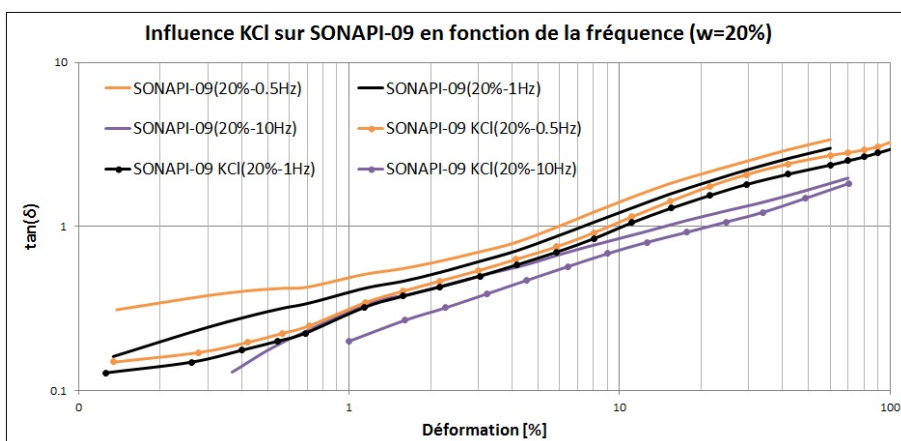


FIGURE 6.14 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le SONAPI-09 vierge et SONAPI-09 traité au KCl à des teneurs en eau de 20% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

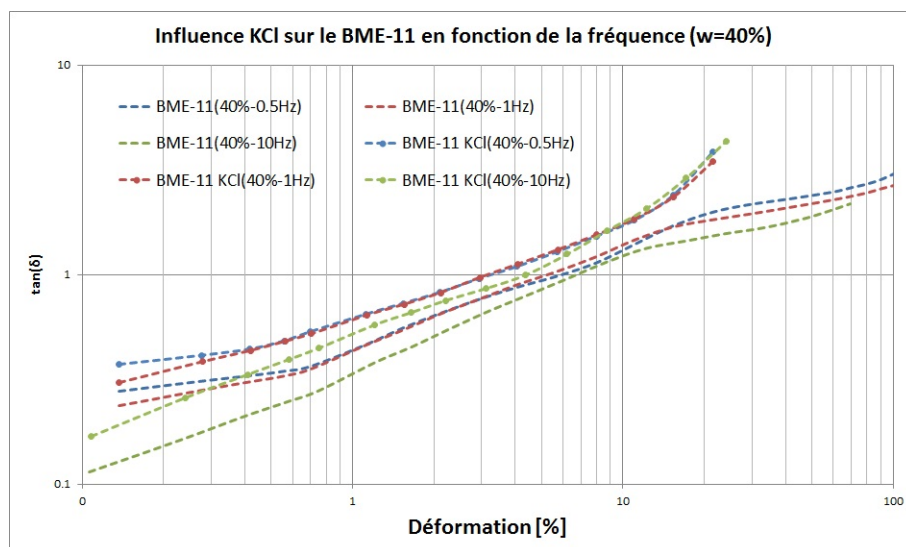


FIGURE 6.15 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le BME-11 vierge et BME-11 traité au KCl à des teneurs en eau de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

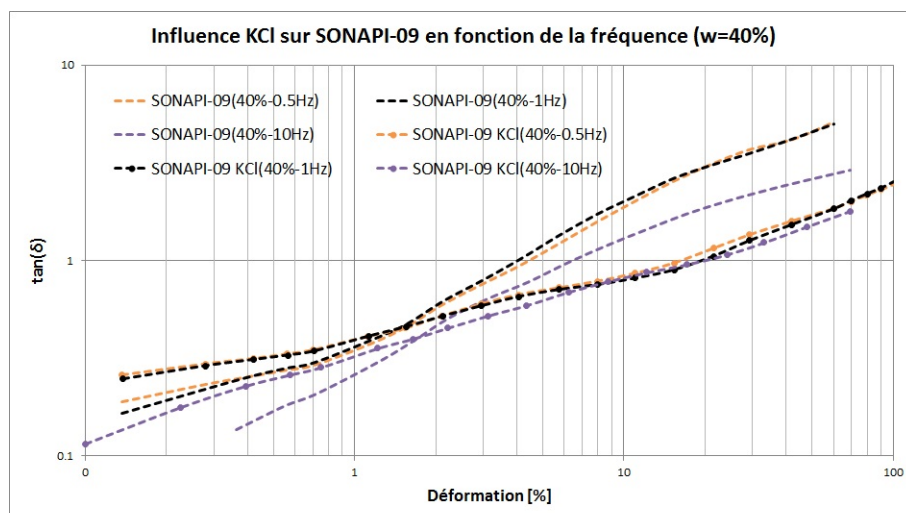


FIGURE 6.16 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le SONAPI-09 vierge et SONAPI-09 traité au KCl à des teneurs en eau de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

Plusieurs observations peuvent être faites (TABLE 6.3). Dans le cas de SONAPI-09, à 20% de teneur en eau, le traitement au KCl fait augmenter la déformation à la rupture aux trois fréquences de travail, soit de : +54,05% à 0,5Hz, +40,68% à 1Hz et +46,05% à 10Hz. À 40% de teneur en eau, le pourcentage d'augmentation de la déformation à la rupture est plus élevé soit : +266,96% à 0,5Hz, +381,72% à 1Hz et +208,35% à 10Hz. En résumé, les échantillons SONAPI-09 traités au KCl atteignent la rupture pour de plus grandes déformations, ce qui est en accord avec les résultats trouvés par Holtusen et al. [65] dans leurs travaux sur l'étude, à partir de paramètres rhéologiques, de l'impact du potassium sur la stabilité des sols. L'une des raisons pouvant justifier ces constatations est que l'ajout de solution saline à des sols fins réduit l'épaisseur de la double couche des particules et donc, diminue l'intensité des forces de répulsion entre celles-ci. À l'inverse, les forces de Van der Waals qui sont des forces attractives ne sont pas influencées par la concentration en électrolyte du fluide interstitiel. Les ions K^+ agissent donc comme un ciment en renforçant les liens entre les particules de sol, ce qui contribue à augmenter la valeur de la déformation à la rupture γ_y .

Dans le cas du BME-11 par contre, le traitement au KCl fait diminuer la valeur de la déformation à la rupture pour les trois fréquences de travail soit, à 20% de teneur en eau, une diminution de -14,53% à 0,5Hz, -2,89% à 1Hz et -55,76% à 10Hz. À 40% de teneur en eau, les diminutions sont plus importantes soit : -44,96% à 0,5Hz, -39,88% à 1Hz et -35,44% à 10Hz. Cela conduit à penser que dans ce cas précis, l'ajout de sel de potassium ne renforce en rien la structure du matériau au contraire du cas SONAPI-09. La théorie de la rhéologie vue et citée dans ce document ne permet pas de comprendre les résultats obtenus pour le sol BEM-11. Il faudrait des analyses spécifiques pour observer la structure du matériau et se rendre compte des modifications qui ont pu causer ce type de comportement.

6.3.3 Influence des ions Na^+ sur les sols du BME-11 et de la SONAPI-09

Une solution de NaCl 1N a servi de fluide d'humidification des échantillons de sol BME-11 et SONAPI-09. Les courbes $\tan(\delta)$ des FIGURES 6.17,

6.18, 6.19 et 6.20 illustrent les résultats obtenus. Les courbes $\tan(\delta)$ pour les échantillons vierges et les échantillons humidifiés avec la solution saline (pour une teneur en eau donnée) figurent sur le même graphe de manière à ce que les différences de comportement soient mieux perçues, ce qui facilite les interprétations. La TABLE 6.4 résume les valeurs des déformations à la rupture (γ_y) pour les sols BME-11 et SONAPI-09 vierges et traités au NaCl.

Teneur en eau	20%			40%		
Fréquence [Hz]	0,5	1	10	0,5	1	10
γ_y (SONAPI-09)	5,92	7,30	14,70	4,45	4,05	6,46
γ_y (SONAPI-09)+NaCl	7,06	7,19	10,71	3,93	5,59	7,03
γ_y (BME-11)	11,01	11,07	34,27	5,96	5,29	6,80
γ_y (BME-11)+NaCl	6,92	6,77	17,41	7,12	5,54	8,50

TABLE 6.4 – Déformation à la rupture pour les échantillons SONAPI-09 et du BME-11 (vierges et humidifiés au NaCl) à 20% et 40% de teneur en eau aux fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

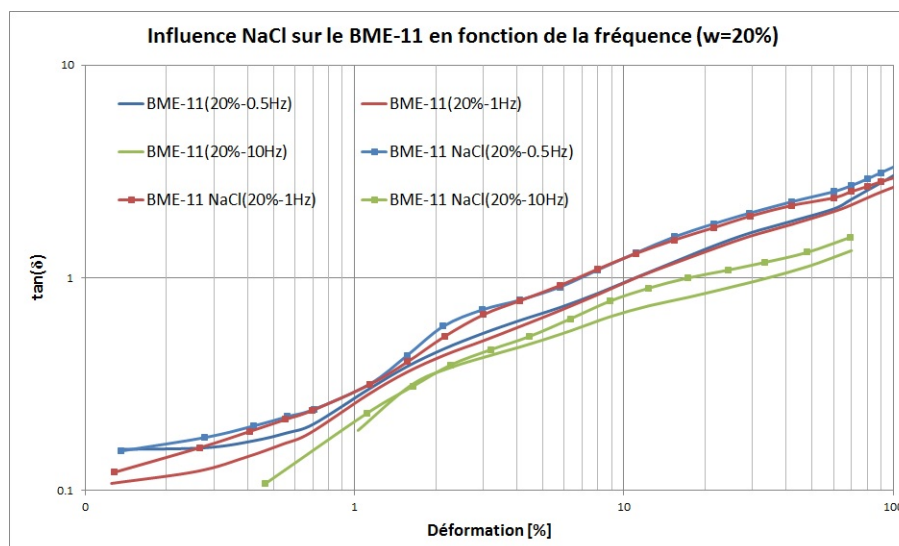


FIGURE 6.17 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le BME-11 vierge et BME-11 traité au NaCl à des teneurs en eau de 20% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

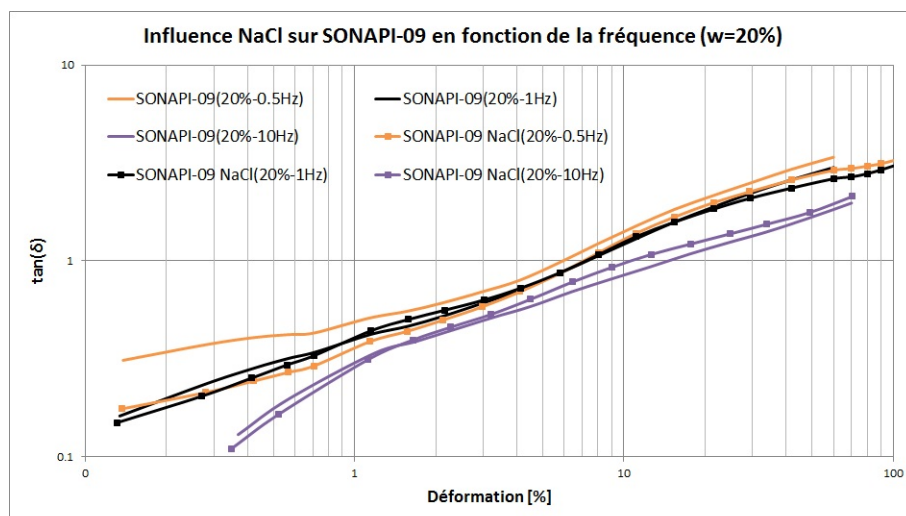


FIGURE 6.18 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le SONAPI-09 vierge et SONAPI-09 traité au NaCl à des teneurs en eau de 20% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

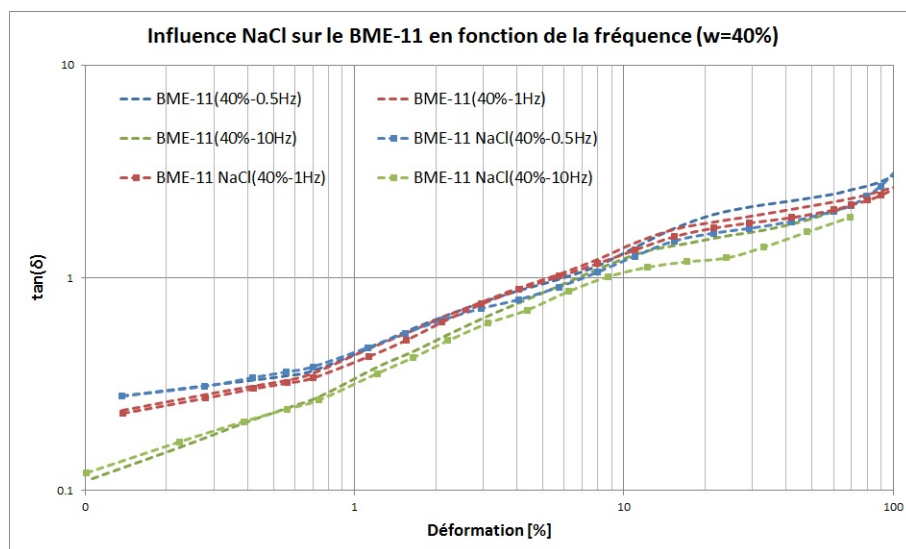


FIGURE 6.19 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le BME-11 vierge et BME-11 traité au NaCl à des teneurs en eau de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

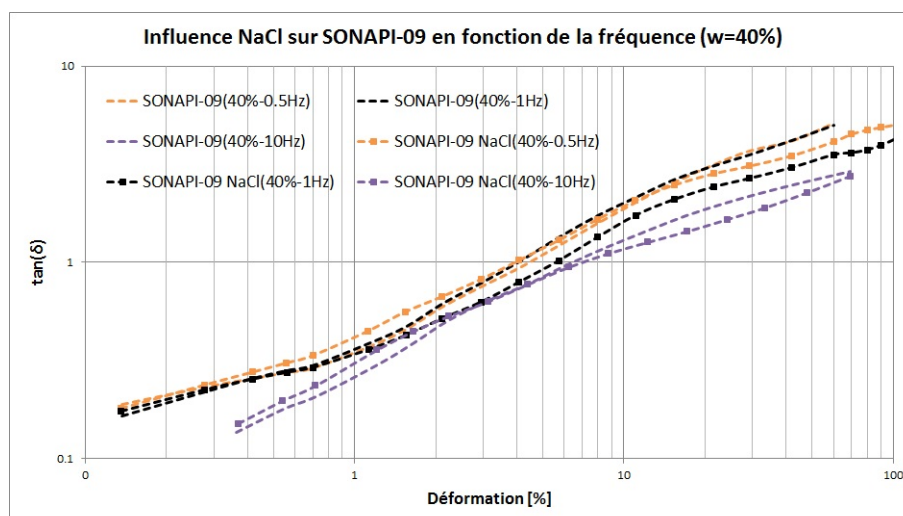


FIGURE 6.20 – $\tan(\delta)$ en fonction de la déformation pour le SONAPI-09 vierge et SONAPI-09 traité au NaCl à des teneurs en eau de 40% et des fréquences de 0,5Hz, 1Hz et 10Hz

Dans le cas du traitement avec la solution de NaCl, il n'est pas possible de dire qu'il y a une tendance à l'augmentation ou à la diminution de la déformation à la rupture. Il faut analyser chaque cas séparément en fonction de la teneur en eau et de la fréquence de vibration. Ainsi, à 20% de teneur en eau, le sol SONAPI-09 voit son γ_y varier selon les pourcentages suivants : +19,25% à 0,5Hz, -1,5% à 1Hz et -27,14% à 10Hz. À 40% de teneur en eau, les variations sont les suivantes : -11,68% à 0,5Hz, +38,02% à 1Hz et +8,82% à 10Hz.

Il en est de même pour le BME-11. À 20% de teneur en eau, on constate une variation de : -37,14% à 0,5Hz, -38,84% à 1Hz et -49,19% à 10Hz tandis qu'à 40% de teneur en eau, les variations sont les suivantes : +19,46% à 0,5Hz, -4,72% à 1Hz et +25% à 10Hz.

Selon Markgraf et al. [83], les essais rhéométriques à balayage en amplitude conduits sur des échantillons de sols riches en carbonate ont montré que l'ajout de NaCl à ses sols contribuait à augmenter leur stabilité structurelle. D'après ces chercheurs, l'effet dispersif du sodium a été substitué par l'effet stabilisateur du calcium.

Rappelons que les chercheurs cités précédemment ont travaillé sur un loess venant de Avdat/Negez en Israël contenant 18% d'argile et 52,4% de carbonate de calcium $CaCO_3$ et que les deux solutions de NaCl qui ont servi à humidifier leurs échantillons avant les essais ont une concentration de 0,01M et 0,17M. De plus, ils ont travaillé uniquement à la fréquence de 0,5Hz. D'autres travaux menés par ces chercheurs toujours sous 0,5Hz de fréquence, mais cette fois avec deux échantillons argileux ont montré par contre qu'une humidification avec une solution de NaCl 1N avait un effet destructif sur les échantillons de sol et donc provoquait une diminution de la déformation à la rupture. Cette diminution du γ_y est moins significative dans le cas où la teneur en eau est à 40% de teneur en eau. À 20% de teneur en eau, le γ_y l'échantillon BME-11 diminue très nettement alors que le SONAPI-09 montre une diminution appréciable à 10Hz de fréquence. Cela signifierait qu'aux faibles fréquences, plus la teneur en carbonates est élevée, plus la déformation à la rupture diminue après mélange avec une solution de NaCl 1N.

6.4 Conclusion

Nous avons, dans ce chapitre étudié les effets des eaux usées de la SONAPI sur certaines propriétés géotechniques (granulométrie, limites d'Atterberg, gonflement) des sols de ce site. Suite à des tests de détermination de la composition de ces effluents, la présence d'ions tels que le sodium, le potassium et d'huiles lourdes a été décelée. Ces eaux usées, incorporées à l'échantillon SONAPI-09, ont provoqué des modifications de la granulométrie de ce dernier ; il a été observé, tant sur la courbe granulométrique (FIGURE 6.8) que sur les photos au MEBE (FIGURE 6.9) que les particules du SONAPI-09 se pulvérisaient au contact des effluents de la SONAPI. Concernant les limites d'Atterberg, une augmentation de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité a été observée ce qui a fait passer le sol SONAPI-09 de l'appellation "limon inorganique moyennement compressible et limon organique" à "argile inorganique très plastique" (FIGURE 6.11). L'échantillon SONAPI-10 a été utilisé pour caractériser l'impact des eaux usées sur le sol de la SONAPI. Un essai de gonflement libre et trois essais à charge imposée (0 kPa ; 27,75 kPa ; 41 kPa ; 54 kPa) ont été réalisés. Les valeurs obtenues pour l'amplitude du

gonflement des échantillons humidifiés avec les effluents d'eaux usées ont montré un pourcentage de gonflement plus élevé (+1% dans le cas du gonflement libre) que les échantillons vierges de toute pollution excepté dans le cas où la charge imposée est égale à la pression de gonflement du sol (FIGURE 6.12). En résumé, une pollution par les eaux usées peut faire augmenter l'amplitude du gonflement de la marne de la formation de Delmas.

En ce qui concerne la rhéologie, l'objectif était de déterminer l'effet des sels de sodium et de potassium sur les propriétés rhéologiques des sols SONAPI-09 et BME-11. Les essais ont été menés comme précédemment avec la fraction du sol inférieure à $53\mu m$. Les échantillons ont été mélangés respectivement à une solution de KCl 1N et de NaCl 1N et ensuite séchés à l'étuve à $60^{\circ}C$. Les essais ont été menés à 20% et 40% de teneur en eau sous trois fréquences de vibration : $0,5Hz$, $1Hz$ et $10Hz$.

Plusieurs observations peuvent être faites. Le contact de l'échantillon SONAPI-09 avec la solution de KCl fait augmenter la déformation à la rupture aux deux teneurs en eau de travail. Ceci est en accord avec d'autres travaux réalisés dans le domaine de la rhéologie des sols indiquant que les ions potassium présents en grande quantité dans les sols argileux contribuent à leur cimentation en leur donnant une certaine stabilité structurelle. Dans le cas du sol BME-11, c'est tout le contraire. Le contact avec la solution de KCl a provoqué une diminution de la déformation à la rupture. Ce comportement n'a pas pu être expliqué en se référant à la littérature consultée dans le cadre de ce travail. Cette question pourra faire l'objet de recherches ultérieures.

Dans le cas du contact avec la solution de NaCl, on observe à 20% de teneur en eau, une diminution de la déformation à la rupture ce qui traduit une baisse de la résistance au cisaillement du matériau. Ce comportement est dû au pouvoir dispersif du sodium dans le cas où une importante proportion de celui-ci est ajoutée au sol. À 40% teneur en eau, la déformation à la rupture du sol traité au NaCl ne présente pas de variation significative par rapport au sol non traité.

Comme dans le cas des essais rhéologiques du Chapitre 5, nous appelons γ_y la déformation à la rupture de manière conventionnelle. C'est la déformation à partir de laquelle le sol se liquéfie. Il est encore possible de mesurer un module de cisaillement, mais le matériau a atteint un état

visqueux et les déformations sont plastiques.

6.5 À retenir

1. Certaines propriétés géotechniques des sols étudiés ont été modifiées par l'humidification avec les eaux usées haïtiennes dont les caractéristiques sont en annexe. Ainsi, la modification de la granulométrie et des limites d'Atterberg peut provoquer une augmentation du potentiel de gonflement (Section 6.2.3). Ceci est confirmé avec les essais de détermination de l'amplitude du gonflement à l'œdomètre.
2. Les propriétés rhéologiques des sols étudiés sont sensibles à la nature du fluide interstitiel. Ainsi, une humidification par des solutions de KCl ou de $NaCl$ a montré tantôt une diminution de la déformation à la rupture, tantôt une augmentation de celle-ci. Il faudrait effectuer un plus grand nombre d'essais pour dégager la tendance générale dans ce cas précis.

Chapitre 7

Conclusion

Ce chapitre qui conclut la thèse a trois objectifs principaux. Le premier est de réaliser une synthèse des principales conclusions tirées du travail qui a été fait jusqu'ici sur l'effet que la nature du fluide interstitiel peut avoir sur les propriétés géotechniques et rhéologiques du sol de la formation géologique "morne Delmas" en Haïti. Le deuxième consiste à mettre en évidence les contributions de cette thèse à l'avancement de la géotechnique. Le troisième et dernier objectif ouvre différentes perspectives qui pourraient être envisagées dans le cadre de recherches futures sur le gonflement et la rhéologie des sols.

7.1 Synthèse

Les résultats de ce travail concernent deux sites (SONAPI et BME) de la formation de Delmas, une formation géologique du Pliocène essentiellement marneuse sur laquelle sont construites Port-au-Prince et sa région métropolitaine. Les essais ont été conduits sur deux échantillons prélevés à la SONAPI (SONAPI-09, SONAPI-10) et un échantillon prélevé au BME (BME-11). Les essais classiques d'identification des sols ont permis de les classer, selon le diagramme de Casagrande, comme étant des limons inorganiques moyennement compressibles (SONAPI-09, BME-11) et des argiles organiques très plastiques (SONAPI-10). Si on tient compte uniquement des teneurs en argile et en carbonate de calcium assez élevées de ces échantillons, ils pourraient être classifiés comme étant des marnes.

Suite à ces résultats et tenant compte du fait que de nombreux accidents liés au sol ont été enregistrés dans cette formation, le potentiel de gonflement de ces échantillons a été étudié à l'aide de moyens indirects et directs. Les moyens indirects géotechniques permettent, à l'aide de paramètres simples tels que les limites d'Atterberg et la teneur en argile, d'affirmer que le potentiel de gonflement des sols SONAPI-09 et BME-11 est moyen et que celui de SONAPI-10 est élevé. Nous pensons dans ce cas que le pourcentage de carbonate contenu dans ces échantillons joue un rôle stabilisateur et empêche le gonflement de se manifester. Les moyens indirects minéralogiques ont permis de confirmer la présence d'argiles gonflantes dans le sol de Delmas. La diffraction aux rayons X a révélé la présence de vermiculite, de montmorillonite et de kaolinite. Les échantillons de sol ont aussi été observés au Microscope Électronique à Balayage Environnemental (MEBE). Le fonctionnement de cet appareil diffère de celui du Microscope Électronique à Balayage conventionnel en ce sens qu'il permet d'introduire les échantillons dans la chambre sans traitement préalable et d'observer le gonflement de ces derniers en fonction de l'humidité relative de la chambre du MEBE. Ainsi, la comparaison des images du début (à 40% d'humidité relative) et de la fin (à 85% d'humidité relative) de l'essai au MEBE a montré que l'amplitude du gonflement du sol SONAPI-09 pouvait être considérée comme étant une amplitude de gonflement élevée en référence à des résultats obtenus sur la montmorillonite grecque.

Les mesures directes de gonflement ont été effectuées à l'œdomètre. Les essais de gonflement libre ont permis de mesurer une pression de gonflement de $54kPa$ pour SONAPI-09 et de $11kPa$ pour BME-11. Pour SONAPI-10, la pression de gonflement varie entre 25 et $101kPa$ dépendant de la teneur en eau et de la densité de compactage. Plus l'échantillon est dense, plus la pression de gonflement est élevée alors que la teneur en eau initiale a une grande influence sur l'amplitude du gonflement. En plus des essais de gonflement libre, des essais de détermination de l'amplitude du gonflement ont été réalisés avec une charge imposée pour simuler l'action d'un bâtiment sur le sol. Pour une charge égale à la pression de gonflement, l'amplitude du gonflement est quasiment nulle. Pour les charges intermédiaires, le gonflement ne dépasse pas 4%, valeur qui est inférieure au gonflement libre de l'ordre de 12 à 25% selon le cas.

Un modèle proposé à partir d'ABACUS, montre les conséquences de ce gonflement sur les structures de la SONAPI. Ce modèle est en accord avec la réalité des dégâts observés sur le terrain.

Des essais rhéologiques ont permis de déterminer le comportement du sol de Delmas sous l'effet de vibrations sinusoïdales. Un rhéomètre SIS-V50 a été utilisé à cet effet. Cette méthode, en général utilisée dans l'étude des polymères consiste à cisailer un échantillon de sol de granulométrie inférieure à $53\mu m$ sous une fréquence de vibration (0,5 ; 1 et 10 Hz dans le cadre de ce travail) fixée au début de l'essai. Ces fréquences ont été retenues de façon à rester dans la gamme des fréquences propres de vibration des sols de la plaine du Cul-de-Sac où se situe la SONAPI et la granulométrie évite d'introduire entre les plateaux du rhéomètre des grains de trop grande dimension. Les sols étant des matériaux visco-élastiques, pendant le cisaillement au rhéomètre, deux paramètres sont mesurés pour des déformations croissantes allant de 0 à 100% : le module de conservation G' qui caractérise le comportement élastique et le module de perte G'' qui caractérise le comportement visqueux. Le rapport G''/G' correspond à la $\tan(\delta)$. Si elle est inférieure à "1", le matériau a un comportement élastique, dans le cas contraire, il a un comportement visqueux. La déformation γ_y est alors notée et appelée déformation à la rupture. Elle correspond à la déformation pour laquelle le matériau se liquéfie. Plusieurs facteurs influencent cette déformation caractéristique. Plus la fréquence de vibration est élevée, plus la valeur de γ_y est élevée. Plus les minéraux argileux sont gonflants, plus la déformation γ_y est importante (par rapport aux argiles non gonflantes). Le γ_y diminue avec l'augmentation de la teneur en eau des échantillons de sol. Il augmente avec la teneur en carbonate de calcium.

Les fluides interstitiels utilisés pour étudier l'effet de la pollution sur le sol de Delmas sont de deux types. Le premier est constitué d'eaux usées prélevées dans un canal traversant le site de la SONAPI. Ces eaux usées contiennent principalement des ions sodium, potassium et magnésium. Elles provoquent une désagrégation des particules de la fraction du sol de taille inférieure à $0,1mm$, une augmentation de la limite de liquidité w_l et de l'indice de plasticité I_p ce qui conduit à faire passer le SONAPI-09 de "sol inorganique moyennement plastique" à "argile inorganique très plastique". La pollution par les eaux usées provoque aussi

une augmentation de l'amplitude du gonflement mesuré à l'œdomètre. Le second constitue en une solution saline 1N de NaCl ou de KCl qui est mélangé aux échantillons de sol. Le contact avec le NaCl provoque à 20% de teneur en eau, quand le sol est dans un état solide, une diminution du γ_y et une diminution un peu moins significative à 40% de teneur en eau quand le sol est dans un état plastique. Cela traduit une baisse de la résistance au cisaillement du matériau. Le contact avec le KCl provoque une augmentation du γ_y à l'état solide (teneur en eau de 20%), ce qui traduit une augmentation de la résistance. À 40% de teneur en eau, on constate plutôt une diminution du γ_y . Ceci n'a pas pu être expliqué avec précision.

7.2 Contributions

Les contributions de ce travail de thèse sont très enrichissantes tant pour Haïti que pour l'avancement de la géotechnique. La présence d'argile gonflante a toujours été soupçonnée dans la formation de Delmas, mais le problème n'a jamais été étudié dans le détail. Les essais géotechniques réalisés ont permis, plus généralement, d'avoir une meilleure connaissance du sol de Delmas. De plus, la comparaison de nos résultats avec ceux obtenus par d'autres chercheurs dans le domaine a permis de valider ces résultats. Ce travail, même étant réalisé sur deux points bien précis (SONAPI et BME), peut servir de modèle pour une étude plus complète de la formation de Delmas et d'autres formations d'argiles gonflantes dans le pays.

Appliquer les essais rhéologiques aux échantillons de sol selon les méthodes utilisées dans l'étude des polymères est encore une contribution très importante de cette thèse étant donné le fait que ces méthodes ne sont pas d'utilisation très commune en mécanique des sols. De plus, le fait d'avoir travaillé avec des teneurs en eau qui correspondent au domaine solide et au domaine plastique, permet de mieux comprendre le comportement du sol selon sa consistance par rapport aux limites d'Atterberg. Le fait aussi d'avoir travaillé avec des fréquences de vibrations différentes englobant les fréquences propres des sols de la formation de Delmas implique que le comportement de ce sol sous sollicitations sismiques peut être mieux compris et son point de liquéfaction connu avec

précision selon la fréquence de vibration.

Deux essais ont été réalisés sur l'échantillon BME-11 humidifié avec la solution de NaCl dans les mêmes conditions. Nous remarquons une grande similarité entre les deux courbes (FIGURE 7.1). Cela permet de supposer que ces essais pourraient être reproductibles. Il faudrait, pour confirmer cette assertion, réaliser beaucoup plus d'essais, ce qui fera probablement l'objet de recherches ultérieures.

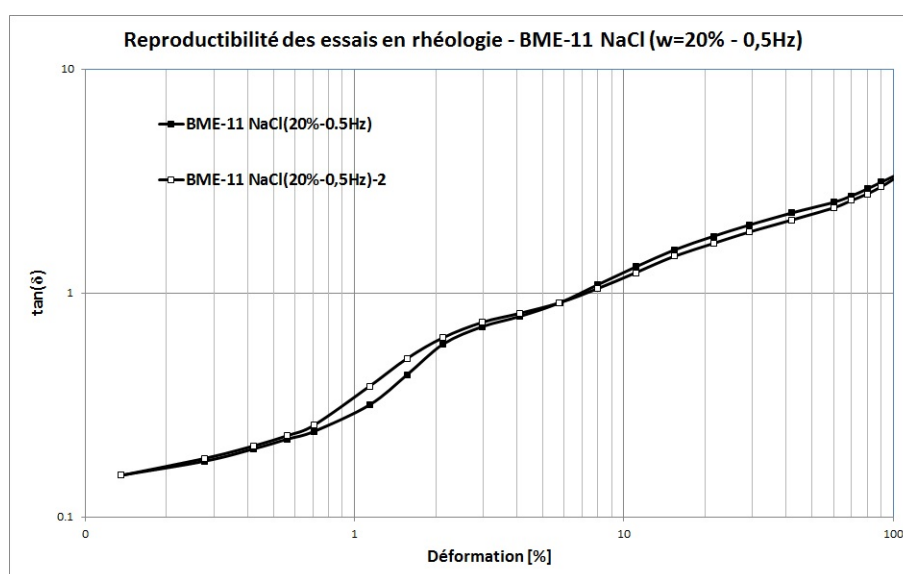


FIGURE 7.1 – Vérification de la reproductibilité des essais en rhéologie

Le fait d'étudier l'effet de la pollution sur les propriétés mécaniques et rhéologiques des sols est une importante contribution à l'avancement de la mécanique des sols. Ce problème n'est plus considéré comme étant uniquement un problème environnemental.

Ce travail, loin de parvenir au bout des connaissances sur le sujet, ouvre de nombreuses perspectives que nous présenterons dans la section suivante.

7.3 Perspectives

Il serait intéressant, pour le futur, de programmer des essais qui iront dans la suite de ce travail.

La formation Morne Delmas est une formation géologique très hétérogène. Il serait donc intéressant de pouvoir réaliser des essais géotechniques en plusieurs points de celle-ci de façon à mieux la caractériser et établir une classification plus fine de ses terrains. Étant donné le potentiel de gonflement des sols de cette formation, des mesures directes à l'œdomètre permettraient d'établir des équations modèles donnant l'amplitude et la pression de gonflement en fonction d'autres paramètres géotechniques simples tels que les limites d'Atterberg, le pourcentage d'argile, le pourcentage de carbonate, ... Un protocole pour la réalisation des essais devra être défini. Nous préconisons que ces essais soient réalisés à la densité et la teneur en eau in situ.

Actuellement, les techniques faisant appel aux images radar aident à la mise en évidence et au suivi de certains phénomènes. L'une d'elles est la technique de suivi des réflecteurs permanents appelée *Persistent Scatterer Interferometry* (PSI). Elle consiste en l'observation dans le temps des déplacements verticaux absolus de points à forte rétrodiffusion radar. Ces techniques, déjà utilisées en France dans l'étude des phénomènes de retrait/gonflement [67] et à Taiwan dans la caractérisation des déformations tectoniques [43], ont déjà été appliquées en Haïti par J. Wasowski dans l'étude des glissements de terrain et des failles sismiques [110]. Ces méthodes pourraient être utilisées pour délimiter les zones où il est susceptible de rencontrer le problème de retrait/gonflement des sols.

Les travaux sur la minéralogie pourront être poursuivis notamment en ce qui concerne le MEBE. Il est possible de déterminer la pression de gonflement des argiles à l'aide de ce matériel, cela fera donc un bon élément de comparaison avec les pressions de gonflement données par les méthodes géotechniques.

Concernant la rhéologie, nous avons réalisé les essais selon un protocole défini bien entendu en fonction de ce qui existait dans la littérature, mais aussi, au fur et à mesure de l'avancement des essais et des résultats obtenus. Il serait utile, pour la suite, de normaliser ces essais dans un souci de comparabilité des résultats dans le futur. Cette normalisation serait établie en tenant compte des essais de cisaillement en mécanique des sols, ce qui rendrait les corrélations entre résultats rhéologiques et géotechniques les plus précises possible.

Dans le cas qui concerne cette thèse, les essais rhéologiques sont

des essais dynamiques réalisés avec une fréquence de vibration fixée au début de l'essai. Cela peut rendre toute comparaison avec des essais géotechniques de cisaillement difficile étant donné ceux-ci sont, dans la grande majorité des cas, des essais statiques. La réalisation d'essais rhéologiques à des fréquences voisines de zéro serait un bon moyen de contourner ce problème.

Il serait intéressant de continuer à étudier l'effet des fluides interstitiels sur les propriétés du sol de Delmas en fonction du type de pollution à laquelle ce sol aura à faire face surtout dans le cas des essais rhéologiques.

Bibliographie

- [1] <https://maps.google.com/>.
- [2] http://www.indexmundi.com/haiti/demographics_profile.html.
- [3] http://books.mongabay.com/population_estimates/full/Port-au-Prince-Haiti.html.
- [4] http://www.zonu.com/haiti_cartes/Carte_Relief_Ombrage_Haiti.htm.
- [5] <https://geoazur.oca.eu/spip.php?rubrique422>.
- [6] <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/recenteqsww/Quakes/us2010rja6.php#details>.
- [7] <http://www.bme.gouv.ht/risques%20geologiques/depliantvigieVF.pdf>.
- [8] École Centrale de Paris - Laboratoire MSSMat : Mécanique des Sols, Structures et Matériaux - Le microscope électronique à balayage. http://www.mssmat.ecp.fr/home/moyens/microscopie/principes/microscope_electronique_a_balayage.
- [9] Consistance du sol. ftp://ftp.fao.org/fi/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706f/x6706f08.htm.
- [10] Google Earth.
- [11] Groupe Français des Argiles : Les argiles. <http://www.simepi.info/spip.php?article66>.
- [12] Institut de Recherche pour le Développement (IRD) : Le sol dans le cycle géologique. http://www.ird.fr/fr/info/expo/atexpo/gf7_1.htm.

- [13] NBN 589-207 (norme belge) - Teneur en matières organiques. Institut Belge de Normalisation, Décembre 1969.
- [14] NBN 589-209 (norme belge) - Essai à l'acide chlorydrique. Institut Belge de Normalisation, Décembre 1969.
- [15] ASTM D4546 : Standard test method for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. Rapport technique, American Society for Testing and Materials, 1985.
- [16] NF P 94-054 (norme française) - Détermination de la masse spécifique des grains - Méthode du pycnomètre, Octobre 1991.
- [17] NF P 94-051 (norme française) - : Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limites de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau, Mars 1993.
- [18] NF P 94-093 (norme française) - Détermination des caractéristiques de compactage, Décembre 1993.
- [19] NF P 94-050 (norme française) - Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux. Méthode par étuvage, Septembre 1995.
- [20] NBN CEN ISO/TS 17892-4 (norme belge) - Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de sol au laboratoire - Partie 4 : Détermination de la granulométrie, Décembre 2004.
- [21] W. S. ABDULLAH, K. A. ALSHIBLI et M. S AL-ZOU'BI : Influence of pore water chemistry on the swelling behavior of compacted clays. *Applied Clay Science*, 15:447-462, 1999.
- [22] ABEM-FRANCE : *Présentation de l'acquisition et du traitement des ondes de surface*.
- [23] M. ADOLPHE : Construction d'un bâtiment (ss + r +1) au parc industriel. Rapport d'étude géotechnique N/R : MLP/aba/88/343 - Dossier B/88/214, Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics, Février 1988.
- [24] M. AFÈS et G. DIDIER : Stabilisation des sols gonflants : cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 59:75-83, Juin 1999.
- [25] K. B. A. AHMED : *Relations entre propriétés rhéologiques et structure microscopique de dispersions de particules d'argile dans des*

- solutions de polymères*. Thèse de doctorat, Université de Haute Alsace - Laboratoire de Physique et Mécanique Textile, EAC 7189 CNRS-UHA et Université de Strasbourg - Institut de Mécanique des Fluides et des Solides, CNRS-UDS, Novembre 2010.
- [26] A. I. AL-MHAIDIB : Swelling behavior of expansive shales from the middle region of Saudi Arabia. *Geotechnical and Geological Engineering*, 16:291–307, 1999.
- [27] J. AUBOUIN, B. BOURGUEIL, P. ANDREIEFF, J.-P. CONTRI, P. Le BERRE, P. LECOMTE, J. Le METOUR, R. MILLON, J.-P. RANÇON, P.-C. VINCENT, F. GIRAULT, R. GONNART, Y. GOU, J. LANIER, H. Le LEUCH, A. BUNETON et P. NEGRONI : Synthèse géologique de la République d’Haïti. Rapport technique, Bureau de Recherche Géologique et Minière (BRGM) and Bureau d’Études Industrielles et de Coopération de l’Institut Français du Pétrole, Octobre 1988.
- [28] H. BACLIN et X. KRUIJFHOOFT : Détermination in situ du comportement d’un sol face à un séisme - Application au site de Damien en Haïti. Mémoire de master, Université catholique de Louvain, Juin 2012.
- [29] J. M. F. BARRENECHEA : *Evolución de la mineralogía de arcillas en el tránsito diagénesis-metamorfismo de bajo grado en el grupo Urbión (Cretácico inferior) de la cuenca de los Cameros (Soria-La Rioja)*. Thèse de doctorat, Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Geológicas, Departamento de Cristalografía y Mineralogía, Novembre 1994.
- [30] J. BEAUCHAMP : Les argiles. <http://www.u-picardie.fr/beauchamp/mst/argiles.htm>.
- [31] A. BEKKOUCHE, A. DJEDID et S. M. AISSA-MAMOUNE : Identification et prévision du gonflement des sols expansifs. *Deformation Characteristics of Geomaterials/Comportement Des Sols Et Des Roches Tendres*, pages 141–149, Décembre 2012.
- [32] F. G. BELL : Lime stabilisation of clays. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 39:67–74, 1989.
- [33] D. BOISSON et J.-F. THIMUS : Atlas géotechnique de la zone Pétion-Ville/Frères. Rapport technique, Projet Interuniversitaire Ciblé UCL-UEH-ULg, 2005-2010.

- [34] D. BOISSON, J.-F. THIMUS, K. GUERRIER et B. J. JEAN : Étude géotechnique du campus de l'Université d'État d'Haïti à Damien. Rapport technique, Unité de Recherche en Géotechnique de la Faculté des Sciences de l'Université d'État d'Haïti, 2012.
- [35] L. BOUTONNIER et J. F. SERRATRICE : Caractérisation du comportement d'une marne en vue de la réalisation d'un déblai. In *PARAM 2002 : Symposium international identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques*, pages 519–530. Presses des Ponts, 2002.
- [36] N. BREYE : Étude chimique et rhéologique en fréquence des argiles de Morne Delmas (Haïti). Mémoire de master, Université catholique de Louvain, Septembre 2011.
- [37] Bureau des Mines et de l'Énergie (BME) : Carte géologique de la République d'Haïti - Feuille Sud-Est. www.bme.gouv.ht, Mai 2012.
- [38] Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, USBR 3900. *Standard Definitions of Terms and Symbols Relating to Soil Mechanics*, Earth Manual, Part II, 3e édition, 1990.
- [39] H. BURHIN : *Alpha Technologies European Field Service - Rubber Technology training course*, 2011.
- [40] J. BUTTERLIN : Géologie générale et régionale de la République d'Haïti. Rapport technique, Institut des Hautes Études de l'Amérique Latine, Paris, France, 1960.
- [41] N. CABANE : *Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques*. Thèse de doctorat, École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Étienne, Octobre 2005.
- [42] L. CALEMBERT et J. PEL : *Introduction à la géologie de l'ingénieur*. Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège, 2e édition, 1972.
- [43] M. J. CHAMPENOIS : *Caractérisation des déformations tectoniques inter-sismiques de l'île de Taiwan par interférométrie radar*. Thèse de doctorat, Université de Marne-La-Vallée – Paris Est, Décembre 2011.
- [44] A. CHIAPPONE, S. MARELLO, C. SCAVIA et M. SETTI : Clay mineral characterization through the methylene blue test : comparison

- with other experimental techniques and applications of the method. *Revue canadienne de géotechnique*, 41:1168–1178, Décembre 2004.
- [45] C. COLLIEX : *La Microscopie Électronique*. Presse Universitaire de France (<http://www.stem.lps.u-psud.fr/?q=node/197>), 1996.
- [46] A. COMBEAU, J. VERDIER et D. OLLAT : Remarques sur les facteurs de variation des limites d’Atterberg. *Cahiers ORSTOM. Série Pédologie*, 2:29–40, 1964.
- [47] J. COSTET et G. SANGLERAT : *Cours pratique de mécanique des sols*, volume 1. Dunod, 1969.
- [48] G. COUARAZE et J. L. GROSSIORD : *Initiation à la rhéologie*. LAVOISIER - Tec & Doc, 1991.
- [49] G. DEGOUTTE et P. ROYET : *Aide mémoire de mécanique des sols*. ENGREF, 2009.
- [50] Foxbat DEINOS : Scheme of the transitional lithotypes from mud (or mudstone) to lime (or limestone), illustrating the definition of marl (marlstone) as a mix of calcium carbonate and clay. <http://en.wikipedia.org/wiki/Marl>, Janvier 2010.
- [51] Z. DERRICHE et G. CHEIKH-LOUNIS : Caractéristiques géotechniques des marnes Plaisanciennes d’Alger. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 63:367–378, Septembre 2004.
- [52] A. DJEDID : *L’identification des sols gonflants : Pour une démarche unifiée*. 24ième Rencontres Universitaires de Génie Civil, 2010.
- [53] A. DJEDID, S. M. AISSA-MAMOUNE et A. BEKKOUCHE : Comment reconnaître un sol expansif.
- [54] Y. J. DU, S. HAYASHI et Y. F. XU : Some factors controlling the adsorption of potassium ions on clayey soils. *Applied Clay Science*, 27:209–213, Décembre 2004.
- [55] A. DUVAL et A. BOUQUILLON : La microscopie électronique à balayage. Laboratoire de recherche des musées de France (<http://www.culture.gouv.fr/culture/conservation/fr/methodes/meb.htm>), Mai 2012.

- [56] M. O. EBERHARD, S. BALDRIDGE, J. MARSHALL, W. MOONEY et G. J. RIX : The Mw 7.0 Haiti Earthquake of January 12, 2012 : USGS/EERI Advance Reconnaissance Team Report. Rapport technique, USGS/EERI, 2010.
- [57] Z. A. ERGULER et R. ULUSAY : Engineering characteristics and environmental impacts of the expansive Ankara Clay, and swelling maps of SW and central parts of the Ankara (Turkey) metropolitan area. *Environmental Geology*, 44:979–992, Juillet 2003.
- [58] T. FERROIR, E. KHELIFI et M. LETELLIER : Étude de la thixotropie des sols à partir d’un exemple en région parisienne. <http://tristan.ferroir.free.fr/index.php>, 2000-2001.
- [59] A. FILIATRAUX : *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Presses internationales Polytechnique, 1996.
- [60] T. A. GHEZZEHEI et D. OR : Rheological properties of wet soils and clays under steady and oscillatory stresses. *Soil Science Society of America Journal*, 65:624–637, 2001.
- [61] C. GODEFROID et R. JANSSEN : Influence d’une eau polluée sur les propriétés mécaniques de la formation de Morne Delmas (Haïti) et modélisation des impacts engendrés par des cycles de tassement/gonflement sur un bâtiment. Mémoire de master, Université catholique de Louvain, Juin 2010.
- [62] A. HOLEYMAN, J. de JAEGER et J.-F. THIMUS : Applications de la mécanique des sols. AUCE 1173, 2001. Université catholique de Louvain.
- [63] A. HOLEYMAN, J. de JAEGER et J.-F. THIMUS : Mécanique des sols. AUCE 1172, 2001. Université catholique de Louvain.
- [64] G. HOLLY : Les problèmes environnementaux de la région métropolitaine de Port-au-Prince. Commission pour la commémoration du 250e anniversaire de la fondation de la ville de Port-au-Prince, 1999.
- [65] D. HOLTHUSEN, S. PETH et R. HORN : Impact of potassium concentration and matric potential on soil stability derived from rheological parameters. *Soil and Tillage Research*, 111:75–85, 2010.

- [66] C. V. JEANS, E. ELSINGER et D. PEAVER : Clay minerals for petroleum geologists and engineers. *Society of Economic Paleontologists and Mineralogists*, 126:324–324, Mai 1988.
- [67] H. F. KAVEH : *Apport de l'interférométrie radar (DinSAR et PSI) pour l'étude des effets de la sécheresse géotechnique. Applications à l'Est de la région Île-de-France*. Thèse de doctorat, Université de Marne-La-Vallée – Paris Est, Décembre 2010.
- [68] P. KOHL : Rhéologie et formulation. http://patrick.kohl.pagesperso-orange.fr/rheologie/rheo_1.htm.
- [69] W. D. KOVACS et R. D. HOLTZ : *Introduction à la géotechnique*. Éditions de l'École de Montréal, 1992.
- [70] F. LAMAS, C. IRIGARAY et J. CHACÓN : Geotechnical characterization of carbonate marls for the construction of impermeable dam cores. *Engineering Geology*, 66:283–294, Janvier 2002.
- [71] G. E. LEBLANC, R. A. SECCO et M. KOSTIC : *Viscosity measurement*, CRC Press LLC. <http://www.engnetbase.com> édition, 2000.
- [72] LGC-UCL : Dossier technique. Rapport technique, Laboratoire de Génie Civil (UCL), 2005.
- [73] S. LO et M. NDIAYE : Élaboration d'un catalogue des dégradations des chaussées au Sénégal. Mémoire de master, Université Cheikh Anta Diop de Dakar - École Supérieure Polytechnique - Département de génie civil, 2009.
- [74] R. LUNDGREN, H. B. SEED et R. J. WOOWARD : Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 88(3):53–88, 1962.
- [75] S. MAES et V. POPIJN : Étude de l'influence d'eaux usées sur le comportement d'un sol de la formation de Morne Delmas (Haïti). Mémoire de master, Université catholique de Louvain, 2009.
- [76] J.-P. MAGNAN : *Déformabilité des sols. Tassement. Consolidation*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Techniques de l'Ingénieur, traité Construction - C 214.
- [77] T. MAISON : Communication personnelle sur le MEBE.

- [78] T. MAISON : *Analyse à l'échelle microscopique des phénomènes d'humectation et de dessiccation des argiles*. Thèse de doctorat, École Centrale des Arts et Manufactures " École Centrale de Paris ", Janvier 2011.
- [79] A. I. H. MALKAWI, A. S. ALAWNEH et O. T. ABU-SAFQAHAH : Effects of organic matter on the physical and the physicochemical properties of an illitic soil. *Applied Clay Science*, 14:257–278, 1999.
- [80] W. MARKGRAF : *Microstructural changes in soils rheological investigations in soils mechanics*. Thèse de doctorat, Christian-Albrechts-Universität, 2006.
- [81] W. MARKGRAF et R. HORN : An introduction to rheology in soil mechanics - Structural behavior of bentonite against salt concentration and water content. http://www.bodenkunde2.uni-freiburg.de/eurosoil/abstracts/id1133_Markgraf_full.pdf, Institute for Plant Nutrition and Soil Science - Christian-Albrechts-University of Kiel - Germany.
- [82] W. MARKGRAF et R. HORN : Rheologische untersuchungen in der bodenmikromechanik : Klassifikation mikrostrukturellen verhaltens anhand des verlustfaktor $\tan(\delta)$. <http://eprints.dbges.de/55/>.
- [83] W. MARKGRAF, R. HORN et S. PETH : An approach to rheometry in soil mechanics - structural changes in bentonite, clayey and silty soils. *Science Direct*, 91:1–14, 2006.
- [84] W. MARKGRAF, C. W. WATTS, W. R. WHALLEY, T. HRKAC et R. HORN : Influence of organic matter on rheological properties of soil. *Applied Clay Science*, 64:25–33, 2012.
- [85] D. MCCOOK et C. MCELROY : Dispersive clays. Rapport technique, US Department of Agriculture, 1991.
- [86] L. MEDICI, M. F. BRIGATTI et L. POPPI : Effect of ionic solutions on clay minerals crystal chemistry. pages 29–46. Taylor and Francis, 2002.
- [87] K. MEFTAH : *Cours de mécanique des sols*, Septembre 2008.
- [88] C. MEISINA : Predicting swelling/shrinkage potential using the blue methylene method : some examples in Italian clayey soils. *In*

- ISRM International Symposium*, Melbourne, Australie, Novembre 2000. International Society for Rock Mechanics.
- [89] L. MEKKI : Méthodologie d'étude et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée (application aux argiles expansives de M'sila). Mémoire de master, Université Mohamed Boudiaf de M'sila - Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur - Département de Génie Civil, 2000.
- [90] A. MEUNIER : *Argiles*. Gordon Breach, Octobre 2002.
- [91] Le MONITEUR : La constitution de la République d'Haïti, Avril 1987.
- [92] G. MONTES-H., J. DUPLAY, L. MARTINEZ, Y. GERAUD et B. ROUSSET-TOURNIER : Influence of interlayer cations on the water sorption and swelling-shrinkage of MX80 bentonite. *Applied Clay Science*, 23:309–321, Octobre 2003.
- [93] T. MORELLE et E. E. de VELP : Les argiles gonflantes : analyse du phénomène, identification de différents modes de saturation sur les échantillons d'un site donné. Mémoire de master, Université catholique de Louvain, Juin 1989.
- [94] M. OZER, R. ULUSAY et N. S. ISIK : Evaluation of damage to light structures erected on fill material rich in expansive soil. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71:21–36, 2011.
- [95] B. PERSOZ, C. CRUSSARD, R. DURAND, J. GOGUEL, M. JOLY, F. KAUER, A. KÉPÈS, H. LAFUMA, A. MEYER, H. SAUCIER, O. THIRION, A. J. DEVRIES et H. WEISS : *Introduction à l'étude de la rhéologie*. Dunod, 1960.
- [96] J. C. PINTE, P. MOUROUX et P. MARGON : La construction économique sur sols gonflants. Rapport technique, Bureau de Recherche Géologique et Minière (BRGM) and Bureau d'Études Industrielles et de Coopération de l'Institut Français du Pétrole, Octobre 1988.
- [97] C. PRÉPETIT : Connaissances mieux les glissements de terrain, 2006.
- [98] E. RATHJE, J. BACHHUBER, B. COX, J. FRENCH, R. GRENN, S. OLSON, G. RIX, D. WELLS, O. SUNCAR, E. HARP, P. MANN et R. KOELHER : Geotechnical engineering reconnaissance of the 2010 Haïti earthquake. Version 1, Février 2010.

- [99] R. A. RODRIGUES et J. A. de LOLLO : Influence of domestic sewage on the collapse of tropical soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66:215–223, 2007.
- [100] B. SATYANARAYANA et B. V. RANGANATHAM : A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. 6th international conference on soil mechanics and foundation, 1965.
- [101] J.-F. SERRATRICE et B. SOYEZ : Les essais de gonflement. *Bulletin des Laboratoires Ponts et Chaussées*, (4082):65–85, Juillet-Août 1996.
- [102] F. SIMON : Analyse physique et chimique d'argiles. Mémoire de master, Université catholique de Louvain, Juin 2009.
- [103] A. SRIDHARAN : Engineering behavior of clays : influence of mineralogy. In B. LORET, C. Di MAIO et T. HUECKEL, éditeurs : *Chemo-mechanical coupling in clays*, pages 3–28. Taylor and Francis, 2002.
- [104] Editrice La Mandragora S.R.L, éditeur. *Applied ceramic technology*, volume 1. www.sacmi.it, 2005.
- [105] Habib ur REHMAN : Geotechnical behavior of oil-contaminated fine-grained soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*, 2007.
- [106] K. van der VAART : Studying the rheology of hard-sphere colloidal glasses by means of mechanical spectroscopy. Rapport technique, Internship at the Van der Waals-Zeeman Institute in Amsterdam, Juillet 2010. http://staff.science.uva.nl/~pschall/People/Alumni/BA_MA_RheologyReport_Kasper.pdf.
- [107] J. VERSTRAETE : *Approche multi-technique et multi-échelle d'étude des propriétés structurales des matériaux hétérogènes : application à un granulat siliceux naturel*. Thèse de doctorat, Université de Mulhouse, Juin 2005.
- [108] J.-F. VIDALIE : Relations entre les propriétés physico-chimiques et les caractéristiques mécaniques des sols compressibles. Rapport technique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1977.
- [109] M. V. VILLAR et A. LLORET : Influence of dry density and water content on the swelling of compacted bentonite. *Applied Clay Science*, 39:38–49, Avril 2008.

-
- [110] J. WASOWSKI : Satellite persistent scatterers interferometry (psi) for early detection and monitoring of ground and infrastructure instability hazards (subsidence, landslides, dams, buildings) - haïti. CNR-IRPI (National Research Council-Institute for Geohydrological Protection), Mars 2013.
- [111] M. YENES, J. NESPEREIRA, J. A. BLANCO, M. SUÁREZ, S. MONTERRUBIO et C. IGLESIAS : Shallow foundations on expansive soils a case study of the El Viso Geotechnical Unit, Salamanca, Spain. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(1):51–59, Février 2012.

Annexe 1 : Résultats des analyses des eaux usées de la SONAPI

B.E.A.Gx.
Bureau d'études Environnement et Analyses
MicroPolluants Organiques



Gembloux, 13 avril 2010

BULLETIN D'ANALYSE

DEMANDEUR : UCL -GCE Pr Thimus N° B.E.A.Gx. : 5/ 48886 filtré
Echantillon : Eau 27616/1 "noire" filtrée avant analyse
Date de réception : 23/03/2010

Hydrocarbures aliphatiques (n-alkanes)

Nom	Conc. Ech. (µg/l)
C ₉	< 0,01
C ₁₀	0,18
C ₁₁	0,07
C ₁₂	0,74
C ₁₃	0,06
C ₁₄	0,64
C ₁₅	0,08
C ₁₆	0,20
C ₁₇	0,06
C ₁₈	0,10
C ₁₉	0,16
C ₂₀	0,11
C ₂₁	0,05
C ₂₂	0,02
C ₂₃	0,03
C ₂₄	0,16
C ₂₅	0,52
C ₂₆	1,18
C ₂₇	1,16
C ₂₈	1,07
C ₂₉	0,64
C ₃₀	1,43
C ₃₁	< 0,01
C ₃₂	< 0,01
C ₃₃	< 0,01
C ₃₄	< 0,01
C ₃₅	< 0,01
C ₃₆	< 0,01
C ₃₈	< 0,01
C ₄₀	< 0,01

Hyd. aliphatiques totaux : **8,66**

Ir Sébastien Petit

☎ : 32-(0)81.62.22.11

Personne à contacter :

2, Passage des Déportés

📄 : 32-(0)81.62.25.11

Ir Sébastien Petit

B - 5030 GEMBLoux

💻 : petit.s@fsagx.ac.be - www.fsagx.ac.be/bea

B.E.A.Gx.
Bureau d'études Environnement et Analyses
MicroPolluants Organiques

 **gembloux**
faculté universitaire
des sciences agronomiques

Gembloux, 13 avril 2010

BULLETIN D'ANALYSE

DEMANDEUR : UCL -GCE Pr Thimus N° B.E.A.Gx. : 5/ 48886 filtré
Echantillon : Eau 27616/1 "noire" filtrée avant analyse
Date de réception : 23/03/2010

Indice hydrocarbure

Nom	Conc. Ech. (µg/l)
Indice hydrocarbure	419

Ir Sébastien Petit

 : 32-(0)81.62.22.11

 : 32-(0)81.62.25.11

 : petit.s@fsagx.ac.be

Personne à contacter :

Ir Sébastien Petit

www.fsagx.ac.be/bea

2, Passage des Déportés

B - 5030 GEMBLoux

B.E.A.Gx.
Bureau d'études Environnement et Analyses
MicroPolluants Organiques



Gembloux, 13 avril 2010

BULLETIN D'ANALYSE

DEMANDEUR : UCL -GCE Pr Thimus
Echantillon : Eau 27616/1 "noire"
Date de réception : 23/03/2010

N° B.E.A.Gx. :

5/ 48886

H.A.M.'s (Hydrocarbures Aromatiques Monocycliques) + Solvants halogénés

Nom	Conc. Ech. (mg/l)
1,1-Dichloroethane	< 0,01
Chloroform	< 0,01
1,2-Dichloroethane	< 0,01
Carbon tetrachloride	< 0,01
Benzene	< 0,01
1,2-Dichloropropane	< 0,01
Trichloroethylene	< 0,01
cis-1,3-Dichloropropylene	< 0,01
trans-1,3-Dichloropropylene	< 0,01
1,1,2-Trichloroethane	< 0,01
Toluene	< 0,01
Tetrachloroethylene	< 0,01
Chlorobenzene	< 0,01
Ethylbenzene	< 0,01
Bromoform	< 0,01
p-Xylene	< 0,01
o-Xylene	< 0,01
Styrène	< 0,01
1,1,2,2-Tetrachloroethane	< 0,01
TOTAUX	< 0,2

Ir Sébastien Petit

☎ : 32-(0)81.62.22.11

Personne à contacter :

2, Passage des Déportés

📠 : 32-(0)81.62.25.11

Ir Sébastien Petit

B - 5030 GEMBLOUX

💻 : petit.s@fsagx.ac.be - www.fsagx.ac.be/bea



gembloux
faculté universitaire
des sciences agronomiques

B.E.A.Gx.

Bureau d'études Environnement et Analyses
MicroPolluants Organiques

Gembloux, 13 avril 2010

BULLETIN D'ANALYSE

DEMANDEUR : UCL -GCE Pr Thimus N° B.E.A.Gx. : 5/ 48886
Echantillon : Eau 27616/1 "noire"
Date de réception : 23/03/2010

Hydrocarbures aliphatiques (n-alkanes)

Nom	Conc. Ech. (µg/l)
C ₉	0,16
C ₁₀	2,59
C ₁₁	1,19
C ₁₂	11,31
C ₁₃	0,53
C ₁₄	15,53
C ₁₅	0,56
C ₁₆	7,97
C ₁₇	0,63
C ₁₈	0,14
C ₁₉	6,28
C ₂₀	4,06
C ₂₁	1,64
C ₂₂	1,16
C ₂₃	1,68
C ₂₄	9,88
C ₂₅	16,72
C ₂₆	24,61
C ₂₇	23,62
C ₂₈	26,97
C ₂₉	23,34
C ₃₀	16,00
C ₃₁	8,46
C ₃₂	3,69
C ₃₃	0,85
C ₃₄	0,89
C ₃₅	0,79
C ₃₆	0,57
C ₃₈	< 0,01
C ₄₀	< 0,01

Hyd. aliphatiques totaux : 211,82

Ir Sébastien Petit

☎ : 32-(0)81.62.22.11

Personne à contacter :

2, Passage des Déportés

📠 : 32-(0)81.62.25.11

Ir Sébastien Petit

B - 5030 GEMBOUX

💻 : petit.s@fsagx.ac.be

- www.fsaqx.ac.be/bea

B.E.A.Gx.
Bureau d'études Environnement et Analyses
MicroPolluants Organiques



Gembloux, 13 avril 2010

BULLETIN D'ANALYSE

DEMANDEUR : UCL -GCE Pr Thimus
Echantillon : Eau 27616/1 "hoire"
Date de réception : 23/03/2010

N° B.E.A.Gx. :

5/

48886

Indice hydrocarbure

Nom	Conc. Ech. (µg/l)
<i>Indice hydrocarbure</i>	15749

Ir Sébastien Petit



: 32-(0)81.62.22.11

: 32-(0)81.62.25.11

: petit.s@fsagx.ac.be

Personne à contacter :

Ir Sébastien Petit

- www.fsagx.ac.be/bea

2, Passage des Déportés

B - 5030 GEMBLoux

Gembloux, 13 avril 2010

BULLETIN D'ANALYSE

DEMANDEUR : UCL -GCE Pr Thimus
 Echantillon : Eau 27616/1 "noire"
 Date de réception : 23/03/2010

N° B.E.A.Gx. :

5/ 48886

H.A.P.'s (Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques)

Nom	Conc. Ech. (µg/litre)
<i>Naphtalène</i>	2,90
<i>Acénaphthylène</i>	0,02
<i>Acénaphène</i>	0,03
<i>Fluorène</i>	0,20
<i>Phénanthrène</i>	0,02
<i>Anthracène</i>	0,01
<i>Fluoranthène</i>	< 0,01
<i>Pyrène</i>	< 0,01
<i>Benzo (a) anthracène</i>	0,08
<i>Chrysène</i>	< 0,01
<i>Benzo (b) fluoranthène</i>	0,01
<i>Benzo (k) fluoranthène</i>	< 0,01
<i>Benzo (a) pyrène</i>	< 0,01
<i>Indéno 1,2,3 (c,d) pyrène</i>	0,14
<i>Dibenz (a,h) anthracène</i>	< 0,01
<i>Benzo (g,h,i) pérylène</i>	0,05
<i>Mélange de Borneff</i>	0,21
<i>P.A.H.'s Totaux</i>	3,46

Ir Sébastien Petit

☎ : 32-(0)81.62.22.11

Personne à contacter :

2, Passage des Déportés

📠 : 32-(0)81.62.25.11

Ir Sébastien Petit

B - 5030 GEMBLoux

💻 : petit.s@fsagx.ac.be - www.fsagx.ac.be/bea