



UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE LOUVAIN
Institute of Mechanics, Materials and Civil Engineering
Pôle Génie Civil et Environnemental

**Étude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes :
application au glissement de Kenscoff-Mahotièr (Haïti)**

Par

BERTHOUMIEUX JUNIOR JEAN

Thèse présentée en vue de l'obtention du grade
de Docteur en Sciences de l'Ingénieur

Membres du jury :

Prof. Jean-François THIMUS (Université catholique de Louvain), promoteur

Prof. Robert CHARLIER (Université de Liège), co-promoteur

Prof. Eric DELEERSNIJDER (Université catholique de Louvain), président

Prof. Philippe SONNET (Université catholique de Louvain), secrétaire

Prof. Christian SCHROEDER (Université Libre de Bruxelles)

Prof. Dominique BOISSON (Université d'État d'Haïti)

Année académique 2011-2012

Dédicace

A l'esprit de mon père et à ma mère Mona

A vous, Ifania, Kervin et Ertha-Orely ;

la famille Jean

REMERCIEMENTS

Au terme de cette thèse, je tiens à remercier chaleureusement tous ceux qui ont contribué à la réalisation de mes travaux et à leur adresser mes plus vives et cordiales sympathies.

Je voudrais spécialement remercier le professeur Dominique BOISSON de l'Université d'Etat d'Haïti, promoteur national du Projet Interuniversitaire Ciblé (PIC) entre l'Université d'Etat d'Haïti (UEH), l'Université catholique de Louvain (UCL) et l'Université de Liège (ULg), pour ses nombreux conseils, soutiens et démarches qui m'ont beaucoup aidé à la réalisation de cette thèse.

J'aimerais profondément exprimer ma reconnaissance et mes sentiments les meilleurs à l'endroit de mon promoteur de thèse le professeur Jean-François THIMUS, pour m'avoir fait l'honneur de me permettre de travailler sous sa direction. Sa confiance, ses conseils, son expérience et son accompagnement permanent tout au long de ce cheminement ont permis à cette thèse de prendre forme et d'être concrétisée. Grand merci JFT de m'avoir soutenu et d'avoir corrigé mes erreurs.

J'aimerais remercier le professeur Robert CHARLIER de l'Université de Liège, co-promoteur de ma thèse, pour ses conseils, ses critiques constructives et pour le temps accordé à l'avancement de mes recherches.

Je voudrais particulièrement remercier le professeur Christian SCHROEDER de l'Université Libre de Bruxelles, membre du comité d'encadrement, pour ses remarques pertinentes, ses commentaires, ses encouragements et sa disponibilité. Ses multiples explications ont apporté un grand apport à mes recherches.

J'aimerais également remercier le professeur Eric DELEERSNIJDER de l'Université catholique de Louvain et le professeur Philippe SONNET de l'Université catholique de Louvain pour avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse et accordé du temps et beaucoup d'intérêts à mon travail sans contrepartie.

Je voudrais remercier la Commission Universitaire pour le Développement (CUD) et l'Université catholique de Louvain (UCL) qui ont financé mes bourses d'études, mes séjours pour des formations et des conférences, mes missions de terrain et d'enseignement durant ces six années (2006-2012). Je suis profondément reconnaissant envers ces deux institutions et j'adresse un chaleureux merci à ses nombreux employés, à l'équipe d'Administration des Relations Internationales (ADRI) de l'UCL, particulièrement à madame Emmanuelle PAUL et à madame Lucie PETILLON.

Remerciement

Mes remerciements s'adressent également à l'endroit des institutions haïtiennes partenaires du projet PIC qui m'ont apporté tout leur soutien au cours de ce parcours. Je suis reconnaissant envers la Faculté des Sciences (FDS-UEH), le Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP), le Bureau des Mines et de l'Energie (BME) et le Centre National d'Informations Géo-Spatiales (CNIGS). Ma marque de reconnaissance va autant à l'endroit des institutions belges, l'Université de Liège (ULg), l'Université Libre de Bruxelles (ULB), la Faculté Universitaire des Sciences Agronomiques de Gembloux (FUSAG) et le Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC) qui m'ont ouvert leurs portes et qui ont mis à ma disposition leur laboratoire. Je remercie tous les membres de ces institutions qui m'ont apporté leurs précieuses aides.

D'une manière spéciale, je remercie amicalement tous les doctorants que j'ai rencontrés au cours de mes travaux, des soirées de formations, des conférences et des journées scientifiques, en particulier Jean Pierre MASEKANYA (ULg), Valérie WHENHAM (UCL et CSTC) et Mikael RAMOS DA SILVA (ULB) qui m'ont beaucoup aidé dans la réalisation de mes essais en sols non saturés. Je leur adresse toute ma profonde gratitude et j'ai été touché par leur ouverture d'esprit, leur honnêteté intellectuelle et leur disponibilité.

Je tiens à remercier sincèrement tout le personnel tant académique, scientifique et technique de l'unité de Génie Civil et Environnemental de l'UCL pour la bonne ambiance qui règne en son sein. Je garderai un souvenir inoubliable de toutes ces années passées dans cette unité. Vous êtes tous des gens formidables. Merci pour votre amitié!

J'aimerais adresser des remerciements tout aussi chaleureux à monsieur Claude PREPETIT (BME) pour les données géologiques de la zone de Kenscoff, à monsieur Yves Fritz JOSEPH (LNBTP) pour son soutien et son encouragement, à monsieur José FLEMAL pour les astuces techniques en *CorelDraw* qui m'ont permis de bien réaliser mes figures, à l'équipe URGéo (FDS) d'être venue avec moi sur le terrain pour réaliser des essais in situ.

Mille mercis à ma mère Mona, à mes sœurs Monète, Marlène et Sabine, à mes frères Roosevelt et Leslie, à l'ex-présidente d'Haïti madame Ertha Pascal TROUILLOT, à monsieur Gérald D. FELIX et de manière très spéciale à ma femme Ifania et à nos deux enfants Kervin et Ertha-Orely pour leur soutien infaillible au quotidien, leur générosité, leur compréhension et leur amour qui m'aident à aller toujours de l'avant.

Enfin, je ne saurai terminer mes remerciements sans une pensée pieuse à mon feu père Micius qui a fait de moi en partie ce que je suis aujourd'hui, en me donnant les armes pour affronter sereinement la vie, toujours positive et débordante d'optimiste.

Merci à tous !

RÉSUMÉ

De part sa situation géographique, la zone de Kenscoff-Mahotièr (Haïti) est une région soumise à divers cas d'instabilité de talus dus au relief accidenté, à la pluviométrie, à la variation de succion dans les sols non saturés, aux séismes et aux formations calcaire et argileuse. Ces problèmes d'instabilité sont dus principalement à de fortes modifications de la résistance au cisaillement des sols en place provoquées par ces phénomènes.

L'objectif de cette thèse est d'analyser l'influence de ces phénomènes stabilisants ou déclenchants sur la stabilité des pentes en les appliquant au glissement de Kenscoff-Mahotièr. Dans notre travail, nous mettons essentiellement l'accent sur les avancées réalisées dans le domaine des sols non saturés (succion) et de la sismicité (séisme), à la fois en termes de techniques expérimentales et de modélisation pour étudier le comportement des sols soumis à ces deux facteurs. Par la suite, nous les couplons dans une approche paramétrique à la position de la nappe et à la pluviométrie afin de prendre en compte tous les paramètres susceptibles d'entraîner cette instabilité.

Pour comprendre ces approches, nous avons dans la partie expérimentale réalisé in situ une série d'essais géotechniques et géophysiques, puis en laboratoire sur les échantillons prélevés sur le site des essais plus précis en conditions saturées et non saturées afin de déterminer les paramètres nécessaires à l'estimation des comportements sismique et hydromécanique de ces sols et ainsi d'évaluer l'évolution de leur résistance au cisaillement.

Ensuite, dans la partie modélisation numérique, nous avons analysé la stabilité de Kenscoff-Mahotièr. Cette modélisation a été accomplie avec le logiciel GEOSLOPE utilisant les méthodes d'équilibre limite couplées avec les méthodes des éléments finis pour analyser le rôle de ces différents paramètres sur cette stabilité. Les applications effectuées à partir des différentes approches examinées dans notre modèle ont permis également de comprendre les principales causes pouvant amener à la rupture du glissement de Kenscoff-Mahotièr.

Mots clés : Sol non saturé, succion, cohésion apparente, sismicité, coefficient sismique, pluviométrie, nappe, résistance au cisaillement, stabilité des pentes, méthodes d'équilibre limite, méthode pseudo-statique.

ABSTRACT

Because of its geographical location, the region Kenscoff-Mahotièrè (Haiti) is subject to various cases of slope instability due to rough terrain, rainfall, variation of suction in unsaturated soils, earthquakes and clay and limestone formations. These instability problems are mainly the result of modifications in the shear strength of the soils caused by these phenomena.

The objective of this thesis is to analyze the influence of these phenomena on slope stability by applying them to slope Kenscoff-Mahotièrè. In our work, we mainly focus on the progress made in the field of unsaturated soil (suction) and seismicity (earthquake), both in terms of modeling and experimental techniques to study the behaviour of soils under these two factors. Then, we couple them in a parametric approach to the position of the water table and the rainfall in order to take into consideration all the parameters that could cause this instability.

To understand these approaches, we performed in situ experimental part a series of geotechnical and geophysical tests, and laboratory on samples taken from the site, tests more specific in saturated and unsaturated conditions to determine the parameters needed to estimate seismic and hydro-mechanical behaviour of soils and evaluate the evolution of their shear strength.

Then, in the numerical modeling, we analyzed the stability of Kenscoff-Mahotièrè. This modeling was performed with the software GEOSLOPE using limit equilibrium methods coupled with finite element methods to analyze the role of these parameters on stability. The applications made from different approaches discussed in our model have also to understand the main causes that may lead to slope rupture Kenscoff-Mahotièrè.

Key words : unsaturated soil, suction, apparent cohesion, seismicity, seismic coefficient, rainfall, water table, shear strength, slope stability, limit equilibrium methods, method pseudostatic.

TABLE DES MATIÈRES

Dédicace	i
REMERCIEMENTS	i
RÉSUMÉ	i
ABSTRACT	ii
TABLE DES MATIÈRES	iii
TABLE DES FIGURES	viii
LISTE DES TABLEAUX	xv
TABLE DES NOTATIONS	xvii
LISTE DES ABRÉVIATIONS	xxiii
CHAPITRE I : INTRODUCTION	1
1.- Introduction générale	1
2.- Objectifs	1
3.- Plan du travail	2
4.- Apports originaux	2
Première partie	5
Plan de la première partie	6
CHAPITRE II : ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LES SOLS NON SATURÉS	7
1.- Généralités	7
2.- Succion dans les sols	7
2.1- Comportement du ménisque : tension de surface	7
2.2- Phénomène d'adsorption de l'eau sur les particules solides : interaction eau-solide	10
2.3- Définition de la succion	13
2.4- Relation succion - humidité relative	15
3.- Aspects hydriques fondamentaux des sols non saturés	16
3.1- Courbe de rétention d'eau	16
3.2- Phénomène d'hystérésis	18
3.3- Méthodes d'estimation	21
3.3.1- FREDLUND et XING [1994]	21
3.3.2- VAN GENUCHTEN [1980]	22
3.4- Perméabilité à l'eau	23
3.4.1- FREDLUND et al. [1994]	25
3.4.2- GREEN et COREY [1971]	26
3.4.3- VAN GENUCHTEN [1980]	27
4.- Comportements mécaniques fondamentaux des sols non saturés	29
4.1- Contraintes effectives ou variables indépendantes	29
4.1.1- Hypothèse des contraintes effectives en sol non saturé	30
4.1.2- Analyse en variables indépendantes	32
4.2- Déformations volumiques	33
4.3- Comportement déviatorique	36
5.- Prise en compte de la succion dans la résistance au cisaillement	39
6.- Conclusion	44
CHAPITRE III : STABILITÉ DES PENTES	45
1.- Introduction	45
2.- Stabilité des pentes et influence de certains paramètres sur la stabilité	45

2.1- Historique et causes des glissements de terrain en Haïti	45
2.2- Méthodes de calcul de stabilité des pentes	47
2.2.1- Facteurs de sécurité.....	48
2.2.2- Choix de la méthode de calcul	49
2.3- Méthodes d'équilibre limite.....	49
2.3.1- Méthodes des tranches.....	50
2.3.2- Méthode de FELLENIUS [1927]	53
2.4- Méthodes de calcul de stabilité des pentes non saturées	55
2.5- Méthodes de calcul de stabilité des pentes sous séismes	58
2.5.1- Méthodes pseudostatiques de calcul à la rupture	59
2.5.2- Modification de l'analyse de stabilité en tenant compte du coefficient sismique	60
2.6- Méthode des éléments finis.....	63
3.- Conclusion	64
CHAPITRE IV : TECHNIQUES EXPÉRIMENTALES.....	65
1.- Introduction.....	65
2.- Méthodes Géophysiques.....	65
2.1- Mesures de la résistivité électrique	65
2.1.1- Sondage électrique	66
2.1.2- Tomographie électrique	67
2.2- Mesures de la vitesse des ondes sismiques.....	68
2.2.1- Sismique réfraction	69
2.2.2- Sismique MASW 1D.....	70
2.3- Mesures H/V.....	72
2.4- Synthèse des méthodes sismiques.....	75
3.- Techniques de contrôle et de mesure de la succion.....	75
3.1- Technique de contrôle de la succion.....	76
3.1.1- Contrôle par plaques tensiométriques	76
3.1.2- Contrôle par phase vapeur	77
3.1.3- Contrôle osmotique	78
3.1.4- Contrôle par translation d'axes	79
3.2- Technique de mesure de la succion.....	80
3.2.1- Mesure tensiométrique de la succion	80
3.2.2- Plaque de succion	81
3.2.3- Watermark.....	81
3.2.4- Méthode du papier filtre	82
3.2.5- Mesure psychrométrique de la succion	83
3.3- Synthèse des Techniques de la succion.....	84
4.- Conclusion	85
Deuxième partie.....	87
Plan de la deuxième partie	88
CHAPITRE V : PRÉSENTATION DU SITE DE KENSCOFF-MAHOTIÈRE	89
1.- Choix du site de Kenscuff-Mahotièrre	89
2.- Localisation du site	90
3.- Topographie, morphologie et climat de Kenscuff-Mahotièrre	90
4.- Géologie du site.....	92
5.- Visites du site	94
6.- Localisation des essais	96

7.- Délimitation de la zone du glissement.....	97
8.- Analyse des photographies des principales zones du glissement....	100
9.- Conclusion	106
CHAPITRE VI : RECONNAISSANCE GÉOPHYSIQUE DU SITE DE KENSCHOFF-MAHOTIÈRE	107
1.- Introduction.....	107
2.- Mesures de la résistivité électrique	107
2.1- Sondage électrique	107
2.2- Tomographie électrique.....	109
3.- Mesures de la vitesse des ondes sismiques.....	110
3.1- Sismique réfraction.....	110
3.2- Profils de vitesses des ondes S, sismique MASW 1D	112
3.3- Détermination de l'accélération maximale (PGA)	114
4.- Prospection H/V.....	116
5.- Interprétations croisées des essais géophysiques.....	120
5.1- Profil en long P-01	121
5.2- Profil en long P-02	122
5.3- Profil en long P-03	122
6.- Conclusion	124
CHAPITRE VII : CARACTÉRISTIQUES DES SOLS UTILISÉS	125
1.- Introduction.....	125
2.- Identifications minéralogique et chimique	127
2.1- Teneur en matières organiques	127
2.2- Teneur en chaux.....	127
2.3- Diffractions des rayons X	128
2.4- Capacité d'échange cationique	128
2.5- Analyse minéralogique	130
2.6- Analyse chimique	130
2.7- Diffraction des rayons X sur les fractions argileuses	131
3.- Identification physique	134
3.1- Teneur en eau	134
3.2- Masse volumique des grains.....	134
3.3- Analyse granulométrique.....	135
3.4- Limites d'Atterberg	136
4.- Caractéristiques mécaniques	138
4.1- Essai de compactage - Essai Proctor	139
4.2- Essai de perméabilité	142
4.3- Essai œdométrique saturé	143
4.4- Essais triaxiaux saturés CU : résultats et analyse	146
5.- Essais en sols non saturés.....	153
5.1- Essai de rétention d'eau	153
5.1.1- Méthode du Watermark	153
5.1.2- Méthode du papier filtre	155
5.1.3- Méthode de la surpression d'air.....	156
5.1.4- Synthèse des résultats.....	158
5.2- Essais triaxiaux non saturés (UU)	159
5.2.1- Description de la méthodologie.....	160
5.2.2- Densité fixe et teneur en eau variable	161
5.2.2.1- Résultats des essais	162

5.2.2.2- Interprétation des essais	165
5.2.3- Teneur en eau fixe et densité variable	169
5.2.3.1- Résultats des essais	170
5.2.3.2- Interprétation des essais	173
6.- Conclusion	175
CHAPITRE VIII : ANALYSE NUMÉRIQUE DU GLISSEMENT (KENSCHOFF-MAHOTIÈRE)	177
1.- Introduction	177
2.- Présentation du logiciel GEO-SLOPE	177
3.- Hypothèses de calcul	178
4.- Cas étudiés	180
5.- Représentation du modèle géométrique retenu	180
6.- Modélisation dans GEO-SLOPE	182
6.1- Facteur de sécurité à partir de l'analyse de stabilité statique	182
6.1.1- Simulation du talus sans eau dans SLOPE/W	183
6.1.2- Comparaison des méthodes de tranches et influence c et ϕ	185
6.2- Influence des profondeurs de nappe	187
6.2.1- Talus de Kenschoff-Mahotière avec eau	187
6.2.1.1- Modélisation du talus avec eau dans SLOPE/W	188
6.2.1.2- Evolution et analyse du facteur de sécurité en fonction des nappes	190
6.2.2- Comparaison des pressions d'eau et conclusion	191
6.3- Influence de la succion sur la stabilité	193
6.3.1- Prise en compte de la succion dans la résistance au cisaillement et la stabilité	193
6.3.2- Prise en compte de l'effet de la succion dans SLOPE/W	195
6.3.2.1- Courbes de rétention dans SLOPE/W	196
6.3.2.2- Modélisation de la succion dans SLOPE/W	197
6.3.3- Analyse de la succion dans le talus et conclusion	201
6.4- Influence de la pluviométrie sur le facteur de sécurité	204
6.4.1- Modélisation de l'infiltration d'eau dans SEEP/W	205
6.4.1.1- Précipitations mensuelles analysées	206
6.4.1.2- Prise en compte de l'infiltration dans SEEP/W	207
6.4.1.3- Simulation du talus dans SEEP/W	208
6.4.2- Simulation du talus dans SLOPE/W et conclusion	209
6.5- Influence de la sismicité sur le facteur de sécurité	212
6.5.1- Analyse de la stabilité pseudo-statique dans SLOPE/W	212
6.5.2- Analyse des effets combinés de nappe et coefficient k_h	216
6.5.3- Analyse des effets combinés de nappe, succion et coefficient sismique k_h	217
6.5.4- Analyse des effets combinés de nappe, succion, pluviométrie et coefficient sismique k_h	219
7.- Synthèse de la modélisation numérique	220
8.- Conclusion	222
CHAPITRE IX : CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES	223
1.- Synthèse	223
2.- Contributions de cette thèse	225
3.- Perspectives de ce travail	226
ANNEXES	229

Annexe I.....	230
I.1- Accélération maximale du sol (PGA).....	230
I.2- Critères pour la fiabilité des résultats	231
I.3- Résultats des mesures H/V	232
Annexe II : Résultats des essais CU	238
Annexe III : Résultats des essais UU	244
Références bibliographiques	251
RÉFÉRENCES	252

TABLE DES FIGURES

Figure II.1 : Actions des forces sur une molécule d'eau : à l'interface eau-air et au sein d'une masse d'eau, DELAGE et al. [2001.a]	8
Figure II.2 : Remontée capillaire dans un tube, DELAGE et al. [2001.a]	9
Figure II.3 : Influence du rayon des pores sur la hauteur de remontée capillaire, JANSSEN et al. [1980], cités dans FREDLUND et al. [1993]	10
Figure II.4 : Couches tétraédrique et octaédrique typiques des argiles lamellaires, DELAGE et al. [2001.a]	11
Figure II.5 : Représentation schématique de la double couche diffuse, THIMUS [2011]	13
Figure II.6 : Succion totale et ses composants en termes de l'énergie libre de l'eau dans le sol, FREDLUND et al. [1993]	14
Figure II.7 : Relation entre l'humidité relative et succion totale, FREDLUND et al. [1993]	16
Figure II.8 : Définition des zones caractéristiques de la courbe de rétention, VANAPALLI et al. [1999]	17
Figure II.9 : Comparaison des courbes de rétention d'eau des différents types de sol : sable, limon, argile, d'après DUCHAUFOUR, XANTHOULIS [2008]	18
Figure II.10 : Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux, CRONEY [1952]	19
Figure II.11 : Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau, DELAGE et al. [2001a]	20
Figure II.12 : Evolution de la perméabilité k_w d'un sol non saturé en fonction du degré de saturation, LI [2000]	24
Figure II.13 : Principe de contrainte effective en sol saturé, DELAGE et al. [2001b]	29
Figure II.14 : Relation proposée entre le paramètre χ et le degré de saturation S_r	31
Figure II.15 : Surface d'état $e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ pour un sol non saturé, MATYAS et al. [1968], cités dans DELAGE et al. [2001b]	35
Figure II.16 : Effets de la succion sur la compressibilité d'un limon de Jossigny compacté, CUI et al. [1996]	35
Figure II.17 : Evolution de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction de la succion sur un limon compacté, CUI [1993]	36
Figure II.18 : Module de cisaillement maximal de deux sols faiblement argileux en petites déformations en fonction de la pression capillaire, BRULL [1980]	37
Figure II.19 : Variation du module de cisaillement avec la succion, MARINHO et al. [1993], cités dans DELAGE et al. [2001b]	37
Figure II.20 : (a) Variations des modules de Young et (b) de cisaillement en fonction de la contrainte de confinement, CUI [1993]	38
Figure II.21 : Effets de la succion sur la contrainte déviatorique d'un limon, CUI [1993]	38

Figure II.22 : Courbes enveloppes de Mohr-Coulomb étendues aux sols non saturés, FREDLUND et al. [1993].....	40
Figure III.1 : Causes des glissements de terrain en Haïti	46
Figure III.2 : Analyse par la méthode des tranches	50
Figure III.3 : Forces considérées sur une tranche par la méthode de FELLENIUS [1927].....	53
Figure III.4 : Efforts sur la tranche et répartition des pressions d'eau	56
Figure III.5 : Analyse pseudostatique d'équilibre limite pour les charges sismiques.....	59
Figure III.6 : Analyse de stabilité sous séisme par la méthode des tranches	60
Figure IV.1 : Schéma général d'une mesure de résistivité du sol utilisant un dispositif à quatre électrodes, REY [2005]	67
Figure IV.2 : Instrumentation et séquence de mesure nécessaires à l'obtention de la pseudo-section (ici en dispositif Wenner), BARKER [1979]	67
Figure IV.3 : Propagation des ondes sismiques de volumes en (a) compression P, (b) cisaillement S et propagation des ondes sismiques de surface (c) Love, (d) Rayleigh (http://www.eas.purdue.edu/~braile/edumod/slinky/slinky4.doc)	68
Figure IV.4 : Dromochronique et modèle de sol associé pour un milieu bicouche avec interface incliné, REY [2005]	70
Figure IV.5 : Distribution du mouvement vertical des particules dans un demi-espace homogène infini en fonction de la profondeur, pour deux ondes de Rayleigh de longueur d'onde différente, BITRI [2011]	72
Figure IV.6 : Effets de site lithologique : influence de l'épaisseur de la couche superficielle (a) couche fine - résonance à haute fréquence, (b) couche épaisse - résonance à basse fréquence ; Influence du contraste de vitesse (c) couche rapide - amplification faible, (d) couche lente - amplification importante, ROULLÉ [2012]	73
Figure IV.7 : (a) Principe de la plaque tensiométrique (faible succion) et (b) plaque tensiométrique, DELAGE et al. [2001a]	76
Figure IV.8 : Contrôle de succion par phase vapeur, à l'aide d'un dessiccateur et d'une solution saline saturée, DELAGE et al. [2001a]	77
Figure IV.9 : Technique osmotique - relation entre succion et concentration, WILLIAMS et al. [1969], cités dans DELAGE et al. [2001a]	79
Figure IV.10 : Mise en œuvre de la technique osmotique, DELAGE et al. [2001a]	79
Figure IV.11 : Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe, DELAGE et al. [2001a].....	80
Figure IV.12 : (a) Tensiomètre et (b) plaque de succion, LI [2000]	81
Figure IV.13 : (a) Schéma du Watermark, XANTHOULIS [2008] et (b) capteur à matrice granulaire	82
Figure IV.14 : Méthode du papier-filtre, DELAGE et al. [2001a].....	82

Figure IV.15 : Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide, DELAGE et al. [2001a]	83
Figure V.1 : Localisation du site d'étude dans la localité Mahotièrè	90
Figure V.2 : Topographie du site de Kenscoff-Mahotièrè et profil AA' avant glissement	91
Figure V.3 : Carte géologique de Mahotièrè et profil géologique AA', pendage basé sur la Coupe Géologique Synthétique Jacmel - Cap-Haïtien, BOISSON et al. [1993]	94
Figure V.4 : Carte de localisation des essais de Mahotièrè et délimitation de la zone du glissement (recoupement carte topographique et image Google Earth)	97
Figure V.5 : Recoupement approximatif de la carte topographique, de la carte géologique et de l'image géographique Google Earth, et délimitation du glissement	99
Figure V.6 : Vue d'ensemble et différentes parties du glissement de Kenscoff-Mahotièrè	100
Figure V.7 : Positionnement des principales photos prises sur le site (décembre 2009)	101
Figure V.8 : Affleurement de la zone Nord-Est du glissement (décembre 2009)	101
Figure V.9 : Affleurement à la tête du glissement (décembre 2009)	102
Figure V.10 : Affleurement de la zone Nord-Ouest du glissement (décembre 2009)	103
Figure V.11 : Affleurement de la zone Milieu Ouest du glissement (décembre 2009)	104
Figure V.12 : Affleurement de la zone Sud-Ouest du glissement (décembre 2009)	105
Figure V.13 : Zone talus réel du glissement et présence d'une source d'eau (décembre 2009)	105
Figure VI.1 : Résultats des essais sondages électriques obtenus à partir du programme « Elec » : (a) graphe et hypothèse en P-02, (b) graphe et hypothèse en P-03 et (c) graphe et hypothèse en P-01	108
Figure VI.2 : Tomographie électrique effectuée sur les profils P-01, P-02 et P-03 modèle après inversion	110
Figure VI.3 : Résultats des essais sismiques réfractions selon un modèle quadricouche : (a) dromochronique et coupe sismique en P-02, (b) dromochronique et coupe sismique en P-03 et (c) dromochronique et coupe sismique en P-01	111
Figure VI.4 : Modèles de vitesses des ondes S (V_s) obtenus par inversion sur le site : (a) profil V_s en P-02, (b) profil V_s en P-03 et (c) profil V_s en P-01	114
Figure VI.5 : Carte d'aléa sismique des accélérations maximales des sols (PGA) pour Haïti, CALAIS et al. [2010]	115
Figure VI.6 : Mesures H/V à Kenscoff-Mahotièrè	118

Figure VI.7 : (a) Mesures H/V en HV2 avec le rapport H/V moyen en rouge et les écart-types correspondants en noir et le modèle de V_s calé sur la fréquence de résonance du H/V en bleu, (b) rapports H/V sur chaque fenêtre analysée et (c) analyses directionnelles du H/V par rapport au Nord.....	119
Figure VI.8 : Profil en long en P-01	122
Figure VI.9 : Profil en long en P-02	123
Figure VI.10 : Profil en long en P-03.....	123
Figure VII.1 : (a) Echantillon d'argile verte E-01, (b) échantillon de latérite E-02 et (c) échantillon de calcaire E-03 sous leur forme remaniée.....	125
Figure VII.2 : Lieux de prélèvement des échantillons E-01 (argile verte), E-02 (latérite) et E-03 (calcaire).....	127
Figure VII.3 : (a) Spectre obtenu sur l'entièreté de l'échantillon E-01 ; (b) Spectre obtenu sur l'entièreté de l'échantillon E-02.....	129
Figure VII.4 : (a) Spectre obtenu pour la fraction argileuse E-01 ; (b) Spectre obtenu pour la fraction argileuse E-02	133
Figure VII.5 : Courbes granulométriques des trois échantillons de sols utilisés (E-01, E-02 et E-03).....	135
Figure VII.6 : Classification triangulaire des sols utilisés (E-01, E-02 et E-03)	136
Figure VII.7 : Diagramme de Casagrande	137
Figure VII.8 : Résultats de l'essai Proctor sur les échantillons E-01, E-02 et E-03	141
Figure VII.9 : Courbes œdométriques saturées de E-01, E-02 et E-03.....	144
Figure VII.10 : Evolution du gonflement des sols en fonction du temps.....	146
Figure VII.11 : Mise en œuvre d'un essai triaxial.....	148
Figure VII.12 : Schéma de l'appareil triaxial et dispositif de tout l'appareillage de cisaillement utilisé au LEMSC de l'UCL	149
Figure VII.13 : Diagrammes : (a) déviateur - déformation axiale; (b) pression interstitielle d'eau - déformation axiale et (c) déviateur - contrainte moyenne pour des déformations choisies $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	150
Figure VII.14 : Cercles de Mohr et droites intrinsèques : (a) déviateur maximum ; (b) pression interstitielle maximale et (c) déformation choisie 1.82% pour E-01	151
Figure VII.15 : Mise en place de l'essai watermark, boîtier de lecture et sonde watermark.....	154
Figure VII.16 : Courbe de rétention d'eau de l'échantillon E-03 obtenue par watermark.....	154
Figure VII.17 : Mise en place de l'essai du papier filtre Whatman 42.....	155
Figure VII.18 : Courbes de rétention d'eau (pF) pour les échantillons de sols utilisés	156
Figure VII.19 : Mise en place de l'essai par la méthode de surpression d'air : Appareils de Richards.....	157
Figure VII.20 : Courbes de rétention d'eau de E-01 et E-02	157
Figure VII.21 : (a) Courbes de rétention d'eau de E-01, E-02 et E-03 analysées et (b) Courbes de rétention d'eau de E-01, E-02 et E-03 choisies pour la suite (expérimentale et modélisation).....	159

Figure VII.22 : Variation de la teneur en eau au sein des échantillons E-01 et E-02 (densité constante)	161
Figure VII.23 : Déformation des échantillons E-01 et E-02 après essais triaxiaux à succion non contrôlée (rupture nette pour E-01 avec plan de glissement et rupture en forme de tonneau pour E-02 sans plan de glissement)	162
Figure VII.24 : Diagrammes déviateur - déformation axiale de E-01 : (a) $w = 18.06\%$ et $S_r = 64.9\%$; (b) $w = 23.29\%$ et $S_r = 82.2\%$ et (c) $w = 25.51\%$ et $S_r = 93.1\%$	163
Figure VII.25 : Cercles de Mohr et courbes intrinsèques de E-01 : (a) $w = 18.06\%$ et $S_r = 64.9\%$; (b) $w = 23.29\%$ et $S_r = 82.2\%$ et (c) $w = 25.51\%$ et $S_r = 93.1\%$	164
Figure VII.26 : Evolution de la cohésion totale en fonction de la teneur en eau	166
Figure VII.27 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en eau	166
Figure VII.28 : Evolution de la cohésion totale en fonction de la succion ...	167
Figure VII.29 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la succion	168
Figure VII.30 : Variation de la densité au sein des échantillons E-01 et E-02 (teneur en eau constante)	170
Figure VII.31 : Diagrammes déviateur - déformation axiale de E-01 : (a) $\gamma_d = 1.17 g/cm^3$ et $S_r = 56.8\%$; (b) $\gamma_d = 1.37 g/cm^3$ et $S_r = 76\%$ et (c) $\gamma_d = 1.57 g/cm^3$ et $S_r = 98\%$	171
Figure VII.32 : Cercles de Mohr et courbes intrinsèques de E-01 : (a) $\gamma_d = 1.17 g/cm^3$ et $S_r = 56.8\%$; (b) $\gamma_d = 1.37 g/cm^3$ et $S_r = 76\%$ et (c) $\gamma_d = 1.57 g/cm^3$ et $S_r = 98\%$	172
Figure VII.33 : Evolution de la cohésion totale en fonction de la densité sèche	174
Figure VII.34 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la densité sèche	175
Figure VIII.1 : Géométries générale et retenue pour les simulations du talus de Kenscoff-Mahotièr et en rouge (talus de glissement) zone de glissement actuel estimé	181
Figure VIII.2 : Modélisation de l'analyse statique dans SLOPE/W, bande rouge (View safety map), ligne blanche (surface de rupture critique) et bande verte (slip surface shading) : (a) méthode de Bishop, (b) méthode de Janbu, (c) méthode de Morgenstern-Price et (d) méthode GLE	184
Figure VIII.3 : Comparaison des méthodes de calcul : (a) influence de la cohésion et (b) influence de l'angle de frottement interne sur le facteur de sécurité F_s	186

Figure VIII.4 : Résistance au cisaillement à la base de chaque tranche : (a) effet de la cohésion et (b) effet de l'angle de frottement interne	187
Figure VIII.5 : Exemple général de calcul de pression interstitielle d'eau u_w à partir de ligne piézométrique	188
Figure VIII.6 : Profils de pression interstitielle d'eau (u_w en kPa) dans SLOPE/W obtenus pour les profondeurs de nappe envisagées : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4	189
Figure VIII.7 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec la méthode GLE : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4	189
Figure VIII.8 : Evolution des facteurs de sécurité F_s en fonction des profondeurs de nappe envisagées	190
Figure VIII.9 : Répartition des pressions d'eau dans chaque tranche le long des surfaces de rupture.....	192
Figure VIII.10 : Résistance au cisaillement à la base de chaque tranche sous l'influence des nappes	192
Figure VIII.11 : Courbes de rétention d'eau expérimentales et théoriques des sols	197
Figure VIII.12 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec GLE sous l'influence des courbes de rétention d'eau expérimentales : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4.....	198
Figure VIII.13 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec GLE sous l'influence des courbes de rétention d'eau théoriques : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4	199
Figure VIII.14 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec GLE sous l'influence de l'angle ϕ^b selon la valeur proposée par FREDLUND et al. [1976] : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4	199
Figure VIII.15 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s sous l'influence de l'angle ϕ^b plafonné à ϕ' : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4	200
Figure VIII.16 : Comparaison de l'influence de ces différentes approches (courbes de rétention d'eau et angle ϕ^b constant) sur le facteur de sécurité F_s	200
Figure VIII.17 : Evolution dans chaque tranche : (a) de la succion et (b) de la pression d'eau.....	202
Figure VIII.18 : Evolution dans chaque tranche de la succion et de la pression d'eau.....	203
Figure VIII.19 : Angle ϕ^b dans chaque tranche pour les différentes approches.....	203
Figure VIII.20 : Comparaison des profils de résistance au cisaillement dans chaque tranche	204
Figure VIII.21 : Précipitations mensuelles de la zone Kenscoff-Mahotièr, estimées pour 2006.....	207
Figure VIII.22 : (a) Maillage utilisé afin de simuler la désaturation du talus et (b) Pression interstitielle d'eau dans le talus modélisé par SEEP/W .	208
Figure VIII.23 : (a) Profil de charge hydraulique et (b) Profil de pression interstitielle d'eau.....	209

Figure VIII.24 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité du talus sous l'influence des flux d'eau : (a) et (c) flux d'eau injecté ($6.23 \times 10^{-8} \text{ m/s}$) et (b) et (d) flux d'eau injecté ($1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)	210
Figure VIII.25 : Comparaison des profils de résistance au cisaillement dans chaque tranche dans le cas nappe 3 + succion et nappe 3 + succion + flux d'eau uniforme ($1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)	211
Figure VIII.26 : Modélisation du talus sous séisme dans SLOPE/W avec GLE : (a) $k_h = 0.3$, (b) $k_h = 0.4$, (c) $k_h = 0.5$ et (d) $k_h = 0.58$	213
Figure VIII.27 : Facteurs de sécurité en fonction de k_h	214
Figure VIII.28 : Résistance au cisaillement le long de la surface de rupture dans chaque tranche	215
Figure VIII.29 : Conversion de la résistance de frottement à la résistance non drainée pour $k_h = 0.1$	216
Figure VIII.30 : Facteurs de sécurité en fonction de k_h avec effets combinés nappes plus séismes	217
Figure VIII.31 : Facteurs de sécurité en fonction de k_h avec effets combinés nappe, succion et séisme	218
Figure VIII.32 : Facteurs de sécurité en fonction de k_h avec effets combinés nappe, succion, pluviométrie et séisme	219

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Quelques équations de teneur en eau volumique en fonction de la succion	23
Tableau II.2 : Quelques lois de perméabilité k_w en fonction de la succion ..	28
Tableau II.3 : Principales approches de détermination de la résistance au cisaillement τ en sol non saturé	43
Tableau III.1 : Répertoire de quelques glissements connus en Haïti, PREPETIT et al. [2008], actualisé dans le cadre de ce travail.....	47
Tableau III.2 : Différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE [1973].....	48
Tableau III.3 : Facteurs de sécurité F_s recommandés selon les risques liés à l'ouvrage, ORTIGAO et al. [2004], cités dans un rapport du CSTC [2005]	49
Tableau III.4 : Récapitulation de quelques méthodes des tranches	55
Tableau IV.1 : Relation humidité relative - succion - nature du sel (en solution aqueuse saturée), DELAGE et al. [2001a]	78
Tableau IV.2 : Ordre de grandeurs des suctions pour différentes méthodes, FREDLUND et al. [1993], actualisé dans le cadre de ce travail.....	85
Tableau VI.1 : Vitesses V_s des différents types de terrains selon IBC	114
Tableau VI.2 : Position des points de mesure H/V et fréquences des pics obtenues par des enregistrements de bruit de fond sismique sur le site Kenscoff-Mahotièrè	117
Tableau VII.1 : Caractéristiques minéralogique et chimique des échantillons E-01, E-02 et E-03.....	130
Tableau VII.2 : Intensités des pics sous différents traitements pour chaque minéral et en rouge italique minéraux observés lors des essais.....	132
Tableau VII.3 : Ordre de grandeur des CEC et valeurs de CEC obtenues.	132
Tableau VII.4 : Propriétés physiques des trois échantillons de sols utilisés (E-01, E-02 et E-03).....	138
Tableau VII.5 : Caractéristiques des différentes énergies de compactage utilisées	139
Tableau VII.6 : Résultats des essais Proctor à différentes énergies de compactage.....	140
Tableau VII.7 : Résultats des essais de perméabilité	143
Tableau VII.8 : Caractéristiques élasto-plastiques de E-01, E-02 et E-03 ..	144
Tableau VII.9 : Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le triaxial CU (échantillon E-01)	149

Tableau VII.10 : Résultats des essais triaxiaux CU pour les différents critères	152
Tableau VII.11 : Variation de la teneur en eau au sein des éprouvettes.....	161
Tableau VII.12 : Résultats des essais triaxiaux à succion non contrôlée ...	165
Tableau VII.13 : Comparaisons entre résultats essais triaxiaux saturés et non saturés pour E-01 et E-02	165
Tableau VII.14 : Variation de la densité au sein des éprouvettes	169
Tableau VII.15 : Résultats des essais triaxiaux à succion non contrôlée ...	173
Tableau VII.16 : Comparaison entre résultats essais triaxiaux saturés et non saturés pour E-01 et E-02	173
Tableau VIII.1 : Paramètres géotechniques introduits dans SLOPE/W pour la modélisation	184
Tableau VIII.2 : Coefficients de sécurité F_s pour les méthodes utilisées dans SLOPE/W	184
Tableau VIII.3 : Effets de la cohésion et de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité F_s	185
Tableau VIII.4 : Facteurs de sécurité F_s avec GLE dans SLOPE/W.....	190
Tableau VIII.5 : Différentes approches pour définir l'angle ϕ^b	194
Tableau VIII.6 : Coefficients de sécurité F_s suivant GLE avec effets combinés de la nappe et des courbes de rétention d'eau ou de l'angle ϕ^b	198
Tableau VIII.7 : Quelques lois de perméabilité k_w en fonction de la succion, déjà présentées au tableau II.2, retrouvées dans SEEP/W.....	205
Tableau VIII.8 : Précipitations mensuelles en mm de la zone Kenscoff (Source : M. Simonot, Les ressources en eau souterraine de la région de Port-au-Prince [1982]), cité dans PREPETIT et al. [2006]	207
Tableau VIII.9 : Coefficients de sécurité avec effets combinés de la nappe et du flux d'eau	210
Tableau VIII.10 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W.....	214
Tableau VIII.11 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W.....	216
Tableau VIII.12 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W.....	216
Tableau VIII.13 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W.....	218
Tableau VIII.14 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W.....	219
Tableau VIII.15 : Synthèse des différentes approches analysées dans la modélisation : valeurs des coefficients de sécurité dans SLOPE/W ..	221

TABLE DES NOTATIONS

LETTRES GRECQUES

Symbole	Unité	Désignation
α	Degré	Angle de talus
γ	kN / m^3	Poids volumique
γ_d	kN / m^3	Poids volumique sec
$\gamma_{d \max}$	kN / m^3	Poids volumique sec maximum
γ_h	kN / m^3	Poids volumique humide du sol
γ_s	kN / m^3	Poids volumiques des grains solides
γ_w	kN / m^3	Poids volumique de l'eau
ε_r	%	Déformation axiale à la rupture pour un essai triaxial
ε_v	%	Déformation volumique
$\varepsilon(f_0)$	-	Valeur limite pour la condition de stabilité $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
ζ	-	Porosité
η	$g / cm.s^{-1}$	Viscosité de l'eau
θ	Degré	Angle d'incidence des rayons X par rapport au plan réticulaire
θ	%	Teneur en eau volumique
θ	Degré	Angle de raccordement entre le ménisque et le solide
$\theta(f_0)$	-	Valeur limite pour condition de stabilité $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$
θ_r	%	Teneur en eau volumique résiduelle
θ_s	%	Teneur en eau volumique à la saturation
θ_w	%	Teneur en eau volumique
θ_1	Degré	Angle de contact à l'interface au mouillage
θ_2	Degré	Angle de contact à l'interface au séchage
Θ	%	Teneur en eau normalisée
Θ	cm^3 / cm^3	Teneur en eau volumique
Θ_r	%	Teneur en eau volumique résiduelle
Θ_s	%	Teneur en eau volumique à la saturation
Θ_p	%	Teneur en eau à mi-distance de la courbe de rétention
Θ_w	%	Teneur en eau volumique
Θ'	-	Première dérivée de l'équation Θ

λ	-	Pente de plasticité
μ	kN / m^2	Module de cisaillement
μ	g / cm^3	Densité de l'eau
ν	-	Coefficient de Poisson
π	kN / m^2	Succion osmotique
ρ	kg / m^3	Masse volumique du corps
ρ	$\Omega.m$	Résistivité électrique
ρ_a	$\Omega.m$	Résistivité électrique apparente
ρ_w	kg / m^3	Masse volumique de l'eau
σ	kN / m^2	Contrainte totale
σ'	kN / m^2	Contrainte effective
$\bar{\sigma}$	kN / m^2	Contrainte de succion
$\sigma_A(f)$	-	Ecart-type de $A_{H/V}(f)$
σ_c	kN / m^2	Contrainte de consolidation
σ_f	-	Ecart-type de la fréquence de crête de la courbe H/V
σ_g	kN / m^2	Pression de gonflement
σ_n	kN / m^2	Contrainte normale totale
σ_s	N / m	Tension de surface eau-air
σ_1	kN / m^2	Contrainte principale majeure
σ_{1r}	kN / m^2	Contrainte principale majeure à la rupture
σ_3	kN / m^2	Contrainte de confinement pour un essai triaxial
σ_{3r}	kN / m^2	Contrainte de confinement à la rupture pour un essai triaxial
τ	kN / m^2	Résistance au cisaillement
τ_m	kN / m^2	Résistance au cisaillement mobilisée
τ_{max}	kN / m^2	Contrainte de cisaillement maximum
ϕ	Degré	Angle de frottement interne
ϕ'	Degré	Angle de frottement interne effectif
ϕ^b	Degré	Angle du taux d'augmentation de la résistance
χ	-	Paramètre adimensionnel de Bishop
ψ	kN / m^2	Succion totale
ψ_i	kN / m^2	Succion à la teneur en eau au point d'inflexion
ψ_p	kN / m^2	Succion matricielle au point Θ_p

LETTRES LATINES

Symbole	Unité	Désignation
a	-	Paramètre de calibration
$a_{\max}$	$m.s^{-2}$	Accélération horizontale maximale
A	m^2	Section totale
$A_{H/V}$	-	Amplitude de la courbe H/V à la fréquence courante
A_0	-	Amplitude de la courbe H/V à la fréquence f_0
b	m	Épaisseur de la tranche
c	kN / m^2	Cohésion totale
c'	kN / m^2	Cohésion effective
c_a	kN / m^2	Cohésion apparente
C_c	-	Indice de compression
C_c	-	Coefficient de courbure d'une courbe granulométrique
C_r	-	Indice de recompression
C_s	-	Indice d'élasticité
C_ψ	-	Fonction de correction
d	m	Distance verticale
d	Å	Distance interréticulaire
D_{50}	m	Diamètres des particules correspondant à 50% de passant
e	%	Indice des vides
e	-	Nombre naturel
E	J / cm^3	Énergie de compactage
E	N	Force normale entre tranches
E_L	N	Composante horizontale (gauche) de la force inter-tranches
E_{moteur}	N	Effort moteur
E_R	N	Composante horizontale (droite) de la force inter-tranches
$E_{\text{résist}}$	N	Effort résistant
f	Hz	Fréquence courante
f_0	Hz	Fréquence de résonance de la couche meuble
f^-	Hz	Fréquence entre $f_0/4$ et f_0
f^+	Hz	Fréquence entre f_0 et $4f_0$
F_f	-	Coefficient de sécurité trouvé par équilibre des forces

Table des notations

F_m	-	Coefficient de sécurité trouvé par équilibre moment
F_s	-	Coefficient de sécurité
g	$m.s^{-2}$	Accélération due à la pesanteur
g	cm / s^{-1}	Constante gravitationnelle
g	-	Coefficient d'uniformité de courbe granulométrique
G	kN / m^2	Module de cisaillement
h	%	Humidité relative
h	m	Hauteur de la tranche
h_c	m	Hauteur de remontée capillaire
h_i	m	Profondeur de chacune des couches,
h_i	$cm \text{ d'eau}$	Pression d'eau négative
h_m	m	Succion matricielle
h_w	m	Charge hydraulique (ou potentiel de l'eau)
H	m	Epaisseur moyenne de la couche meuble
H_{max}	m	Hauteur maximale de la pente
i	-	Gradient hydraulique
i	-	Intervalle entre la gamme de j à N
i	-	Dernière classe de teneur en eau dans la gamme humide
I	A	Intensité du courant continu injecté dans le sol
I_p	%	Indice de plasticité
I_s	%	Indice de retrait
J	kN / m^2	Pression d'eau la moins négative
k	-	Paramètre de calibration de l'équation [II.40]
k	cm / s	Perméabilité du sol saturé
k	-	Coefficient sismique
k_h	-	Coefficient sismique horizontal
k_s	cm / s	Perméabilité à saturation
k_{sc}	cm / s	Perméabilité saturée calculée
k_v	-	Coefficient sismique vertical
k_w	cm / s	Perméabilité du sol non saturé
$k(\Theta)_i$	cm / min	Perméabilité calculée pour une teneur en eau spécifiée
K	-	Pente d'élasticité
K	-	Facteur dépendant de l'écartement entre les électrodes
K	kN / m^2	Module d'incompressibilité
l	m	Longueur du plan de glissement de la tranche

Table des notations

l_w	s	Longueur de la fenêtre d'analyse
m	-	Paramètre de calibration
M	$g.mol^{-1}$	Masse molaire de l'eau
M_{moteur}	$N.m$	Moment moteur
$M_{résist}$	$N.m$	Moment résistant
M_w	-	Magnitude d'un séisme
n	-	Paramètre de calibration
n	-	Nombre total de classes de pores compris entre i et m
n_c	-	Nombre de cycles significatifs
N	kN / m^2	Pression d'eau maximale
$\overline{N}$	N	Force normale au plan de glissement
p	kN / m^2	Contrainte moyenne
p	kN / m^2	Pression interstitielle totale
ρ	-	Paramètre représentant l'interaction des classes de pores
p'	kN / m^2	Contrainte moyenne effective
P_i	kN / m^2	Pression interstitielle
P_{lat}	kN / m^2	Pression latérale
P_0	kN / m^2	Contrainte de préconsolidation
P_v	$cmHg$	Pression partielle de la vapeur d'eau
P_{vs}	$cmHg$	Pression de vapeur saturante
q	m^3 / s	Débit d'eau
q	kN / m^2	Contrainte déviatorique
q_{max}	kN / m^2	Contrainte déviatorique maximale
r	m	Rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air
R	m	Rayon du cercle de rupture de centre O
R	$J.mol^{-1}.K^{-1}$	Constante molaire des gaz
s	kN / m^2	Succion
S	-	Pente de la ligne tangente
S	kN / m^2	Succion totale
S_{ad}	kN / m^2	Succion d'adsorption
S_c	kN / m^2	Succion capillaire
S_{mat}	kN / m^2	Succion matricielle
S_M	kN / m^2	Succion en mouillage
S_{osm}	kN / m^2	Succion osmotique

Table des notations

S_p	-	Pente de la courbe de rétention
S_r	%	Degré de saturation
S_s	kN / m^2	Succion en séchage
T	$^{\circ}C$	Température
T	Dyn / cm	Tension de surface de l'eau
$\bar{T}$	N	Force tangentielle au plan de glissement
u	kN / m^2	Pressions du fluide
u_a	kN / m^2	Pressions de l'air
u_r	kN / m^2	Pression d'eau à la rupture
u_w	kN / m^2	Pression interstitielle de l'eau
v	m / s	Vitesse de Darcy dans un sol saturé
v_w	m / s	Vitesse de Darcy dans un sol non saturé
V	cm^3	Volume du moule
V_i	m / s	Vitesse de cisaillement dans chacune des couches
V_p	m / s	Vitesse de propagation des ondes de compression
V_s	m / s	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement
V_R	m / s	Vitesse de propagation des ondes de Rayleigh
ΔV	V	Différence de potentiel mesurée
w	%	Teneur en eau
w_{opt}	%	Teneur en eau optimale
w_{sat}	%	Teneur en eau à la saturation
W	N	Poids des terres
W_L	%	Limite de liquidité
W_P	%	Limite de plasticité
W_S	%	Limite de retrait
x	m	Bras de levier du poids des terres
X	N	Forces de résistances entre tranches
X_L	N	Composantes verticale (gauche) de la force inter tranches
X_R	N	Composantes verticale (droite) de la force inter tranches
y	-	Variable d'intégration dans l'équation [II.15]
z	m	Profondeur totale

LISTE DES ABRÉVIATIONS

ACME	Laboratoire Analyse Chimique des Matériaux de l'Environnement (UCL)
ADRI	Administration des Relations Internationales (Belgique)
BME	Bureau des Mines et de l'Energie (Haïti)
BRGM	Bureau de Recherches Géologiques et Minières (France)
CEC	Capacité d'Echange Cationique
CNIGS	Centre National de l'Information Géo-Spatiale (Haïti)
CSTC	Centre Scientifique et Technique de la Construction (Belgique)
CU	Consolidated Undrained
CUD	Commission Universitaire pour le Développement (Belgique)
DRX	Diffraction des Rayons X
FDS	Faculté des Sciences (UEH)
FUSAG	Faculté Universitaire des Sciences Agronomiques de Gembloux (ULg)
GéoMEM	GéoMécanique - GéoEnvironnement - GéoMatériaux (UCL)
GLE	General Limit Equilibrium
GPS	Global Positioning System
IBC	International Building Code
LEMSC	Laboratoire Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil (UCL)
LNBT	Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (Haïti)
MASW	Multichannel Analysis of Surface Waves
PANDA	Pénétrromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par ordinateur
PGA	Peak Ground Acceleration
SE	Sondage Electrique
SPT	Standard Penetration Test
SR	Sismique Réfraction
TE	Tomographie Electrique
TV	Terre Végétale
UCL	Université catholique de Louvain (Belgique)
UEH	Université d'État d'Haïti (Haïti)
ULB	Université Libre de Bruxelles (Belgique)
ULg	Université de Liège (Belgique)
URGéo	Unité de Recherches en Géotechnique (UEH)
USGS	United States Geological Survey (USA)
UTM	Universal Transverse Mercator
UU	Unconsolidated Undrained

CHAPITRE I : INTRODUCTION

1.- Introduction générale

En raison de sa situation géographique, de sa configuration morphologique, la région de Kenscoff-Mahotièr (Haïti) est sujette à divers cas d'instabilités dus à des pluies consécutives, à des variations de succion dans les sols partiellement saturés, à l'influence de la nappe phréatique, à des conditions climatiques défavorables et à des activités sismiques potentielles. Ces problèmes d'instabilités peuvent être accentués par la géologie et la topographie accidentelle de la zone. Les instabilités, dues à ces éléments déclencheurs, ont tendance à se déplacer vers le bas sous l'effet des forces motrices qui excèdent des forces de résistances du sol le long d'une surface critique de rupture. Ces déséquilibres se manifestent par des déformations et des ruptures plus ou moins importantes et peuvent avoir des conséquences dévastatrices tant au niveau humain qu'au niveau naturel.

L'évolution récente de la recherche scientifique dans le domaine des sols non saturés et de la sismicité, et leur intérêt de plus en plus soutenu pour les questions de stabilité des pentes, ont conduit à des avancées réalisées dans les comportements des sols, à la fois en terme de techniques expérimentales et de modélisation. Ces avancées ont permis de bien comprendre les menaces des mouvements de terrain avec l'approche sols non saturés apportée par la succion et l'approche sismicité par les coefficients sismiques. Cependant, les conditions économiques et le manque de matériels de laboratoire et informatique observés dans les pays en développement, empêchent le transfert et l'insertion de ces outils dans la résolution des problèmes d'analyses de stabilité des pentes.

Ce faisant, si on veut contrôler et éviter de nombreux cas d'instabilités des pentes naturelles liés à ces différentes causes dans le pays, il convient d'une part, de maîtriser le comportement hydromécanique des sols, de contrôler le niveau de la nappe phréatique, de déterminer l'influence de la pluviométrie et l'effet de la sismicité sur la zone ainsi que les essais appropriés et d'autre part d'analyser à travers des modélisations ces paramètres clés qui conditionnent les instabilités.

2.- Objectifs

Dans cette thèse, la recherche exposée a pour objet, d'une part, d'analyser la stabilité réelle de Kenscoff-Mahotièr et, d'autre part, de déterminer les éléments stabilisateurs (succion) et déclencheurs (sismicité) liés à cette stabilité. Cet objectif amène à étudier les caractéristiques hydromécaniques des sols de Kenscoff-Mahotièr, puis à aborder par des méthodes simples l'influence de la succion sur la résistance au cisaillement de ces sols et son effet stabilisant sur la stabilité de ce talus naturel, ensuite à analyser par des

méthodes simples et rapides les caractéristiques sismiques de la zone et leur effet déstabilisateur sur ce talus et enfin à modéliser ces différents paramètres influençant cette stabilité à partir de la théorie de la rupture de talus et des lois de comportement adoptées dues aux contraintes et déformations.

Notre but est de partir d'une base expérimentale assez vaste et des analyses en détail de ces sols liés à la stabilité des pentes afin de pouvoir identifier les causes déterminantes qui pourraient être à l'origine du glissement majeur de Kenscoff-Mahotièr, un des nombreux cas importants d'instabilités des pentes enregistrés dans le pays. Lors de ces études, on utilisera de manière optimale les matériaux disponibles dans la zone et on quantifiera, de manière fiable, le facteur de sécurité de ce talus.

3.- Plan du travail

Ce faisant, si on reste dans le cadre des problèmes d'instabilités des pentes en sols non saturés et sous séismes en Haïti, on aboutira au plan de travail pour le texte qui est subdivisé de la manière suivante :

Chapitre II : Etats des connaissances sur les sols non saturés.

Chapitre III : Stabilité des pentes.

Chapitre IV : Techniques expérimentales.

Chapitre V : Présentation du site de Kenscoff-Mahotièr.

Chapitre VI : Reconnaissance géophysique du site d'études.

Chapitre VII : Caractéristiques des sols utilisés.

Chapitre VIII : Analyse numérique du glissement de Kenscoff-Mahotièr.

Chapitre IX : Conclusions générales et perspectives d'avenir.

4.- Apports originaux

Cette thèse a permis de mener une étude de stabilité des pentes très poussée dans la région de Kenscoff-Mahotièr (Haïti) qui est une première. Pour cette étude, une quantité importante de sol provenant de cette région a été évaluée par des méthodes simples et complexes de caractérisations en sols saturés et en sols non saturés qui facilitent l'influence d'un facteur peu pris en compte jusqu'à présent dans les calculs de stabilité des pentes : la cohésion apparente. Cette étude a permis aussi d'avoir une meilleure

connaissance des types de sols rencontrés dans la région de Kenscoff-Mahotièrè.

Dans cette thèse également, des techniques de sismicité non destructrices et investiguant un grand volume de sol en place sont appliquées. Ces techniques sismiques spécifiques permettront notamment l'évaluation des mesures de vitesse de cisaillement V_s , des effets de sites lithologiques avec bruits de fond sismique et facilitent ainsi le calcul de l'influence des séismes sur la stabilité des pentes. Cette étude de sismicité a permis aussi d'avoir une meilleure connaissance des caractéristiques géophysiques du site et des classes sismiques des sols rencontrés dans cette région.

Une étude de modélisation numérique du talus réel de Kenscoff-Mahotièrè a été élaborée à l'aide du logiciel GEO-SLOPE avec les modules SLOPE/W et SEEP/W, utilisant respectivement les méthodes des tranches et les méthodes par éléments finis. Cette étude modélise le comportement du talus ainsi que l'influence notable de la cohésion apparente, de la variation de la nappe, de la pluviométrie et de la sismicité.

La méthodologie appliquée pourrait servir comme pionnière à des recherches sur les principales causes et la réduction des menaces de mouvements de terrain en général dans la région de Kenscoff (Haïti) où les mêmes conditions sont réunies.

Première partie

Etudes bibliographiques

Plan de la première partie

La première partie de la thèse traite la revue bibliographique. Dans cette première partie, nous abordons les phénomènes de succion et de cohésion apparente propres aux sols non saturés. Puis, nous parlons des comportements hydromécaniques de ces sols. Ensuite, nous présentons une étude théorique sur la stabilité des pentes. Et enfin, nous terminons par les techniques expérimentales liées à cette thèse. La figure I résume la structure de cette partie de thèse.

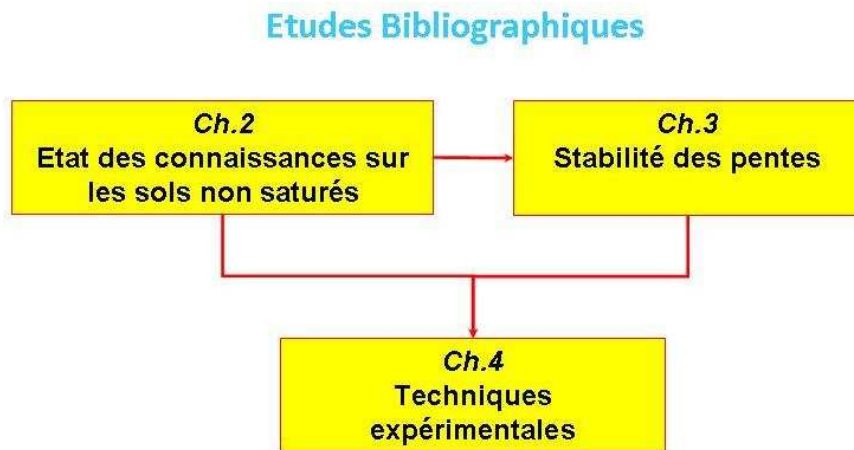


Figure I : Organigramme de l'étude bibliographique

CHAPITRE II : ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LES SOLS NON SATURÉS

1.- Généralités

De nos jours, de nombreux chercheurs s'intéressent à l'étude des sols non saturés et leur comportement du fait de leur abondance observée dans la plupart des problèmes rencontrés en géotechnique, dans certains cas de stabilité de talus souvent liés à des modifications du degré de saturation, dans les variations volumiques de retrait et de gonflement, dans les problèmes d'effondrement et la gestion des nappes phréatiques, etc.

En effet, un sol non saturé est un milieu polyphasique formé de trois phases : solide, liquide et gazeuse. Du fait de l'existence de la phase gazeuse et des interactions entre les trois phases, l'air et l'eau, séparés par des ménisques, sont à des pressions différentes. Cette différence de pression entre l'air et l'eau, appelée succion, est une variable-clé dans l'analyse du comportement hydromécanique des sols non saturés. Cette succion est une grandeur positive appelée aussi pression interstitielle négative de l'eau ou pression capillaire qui intègre à la fois les propriétés capillaires du milieu et les propriétés d'adsorption de l'argile.

2.- Succion dans les sols

Un effet visible de la succion dans les sols est le phénomène de remontée capillaire dans le sol, en d'autres termes une présence d'eau au-dessus du niveau de la nappe. Il est donc important de comprendre exactement en quoi consiste ce phénomène. Pour ce faire, on va aborder les caractéristiques fondamentales relatives à l'interaction air-eau-solide dans le sol.

2.1- Comportement du ménisque : tension de surface

Du point de vue moléculaire, dans l'eau, les forces intermoléculaires sont équilibrées, alors que, à l'interface air-eau, ces forces sont déséquilibrées dans la direction de l'eau. Ceci peut s'expliquer du fait que, dans l'eau, toutes les forces d'attraction qui agissent sur la molécule d'eau ont une résultante nulle, tandis que, à l'interface air-eau, les forces d'attraction exercées par les molécules d'eau sont supérieures ($\rho_{eau} \approx 1000 \text{ kg} / \text{m}^3$ à 20°C) à celles exercées par les molécules d'air (densité faible du gaz, $\rho_{air} \approx 1.2 \text{ kg} / \text{m}^3$ à 20°C) qui créent une résultante non nulle (figure II.1).

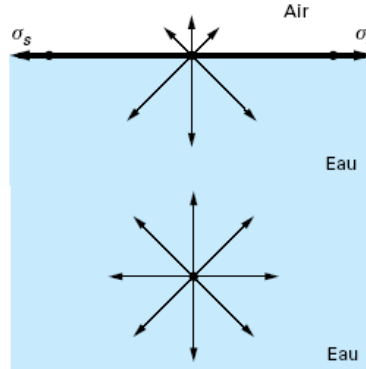


Figure II.1 : Actions des forces sur une molécule d'eau : à l'interface eau-air et au sein d'une masse d'eau, DELAGE et al. [2001.a]

Pour garantir l'équilibre des forces, une tension de surface σ_s est générée le long de l'interface (figure II.1). Cette tension, exprimée en une force linéique N/m , agit tangentiellement à la surface. C'est cette tension superficielle qui donne au ménisque son comportement particulier et qui traduit le phénomène de capillarité. Ce phénomène est souvent illustré par le schéma de la figure II.2 qui décrit la remontée capillaire h de l'eau dans un tube de rayon r petit plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin :

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{r} \quad [II.1]$$

avec, u_a et u_w respectivement les pressions d'air et d'eau, σ_s la tension de surface eau-air et θ l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide.

Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, la pression d'eau est inférieure à la pression d'air, et ce d'autant plus que r est petit. La pression atmosphérique étant prise nulle par convention, il s'ensuit que la pression de l'eau dans le tube est négative, du fait de la tension gravitaire exercée sur l'eau, DELAGE et al. [2001.a]. Donc, l'air est à la pression nulle tandis que l'eau est sous tension. Grâce à la tension de surface qui est une force supplémentaire pour équilibrer l'interface, l'équilibre est assuré.

Ce comportement capillaire peut être analysé en considérant les notions de tension de surface σ_s et l'angle de contact eau-solide θ ; avec σ_s qui est

une force qui s'exerce sur la circonférence du ménisque et θ un angle de contact dont l'amplitude dépend de l'adhésion entre les molécules du ménisque et la paroi du tube.

Si on fait l'équilibre vertical, on a :

$$(2\pi r \cos \theta) \sigma_s = \gamma_w \pi r^2 h_c \quad [II.2]$$

où : r rayon du tube, σ_s tension de surface, θ angle de contact ($= 0$ si on considère de l'eau pure), γ_w poids volumique de l'eau et h_c la remontée capillaire critique.

Cette relation permet de connaître la remontée capillaire dans le tube :

$$h_c = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{\gamma_w r} \quad [II.3]$$

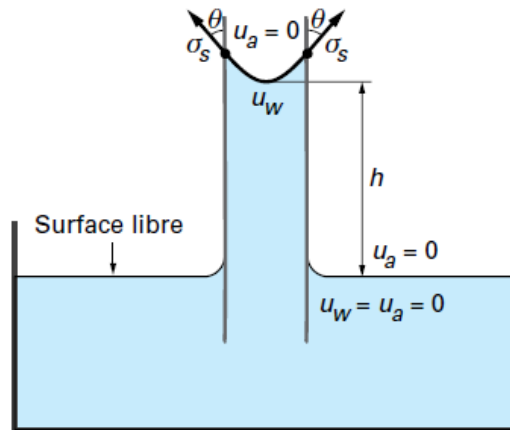


Figure II.2 : Remontée capillaire dans un tube, DELAGE et al. [2001.a]

Dans un sol granulaire non saturé, le rayon du tube est analogue au rayon des pores dans le sol. On constate que, plus le sol se désature, plus les ménisques deviennent petits, avec un faible rayon de courbure qui engendre une forte valeur de succion et une ascension capillaire plus importante (figure II.3). Mais, le modèle capillaire trouve ses limites dans le cas plus général d'un sol fin, où exercent, en plus du phénomène de la succion, des forces interactions physico-chimiques entre l'eau et le sol.

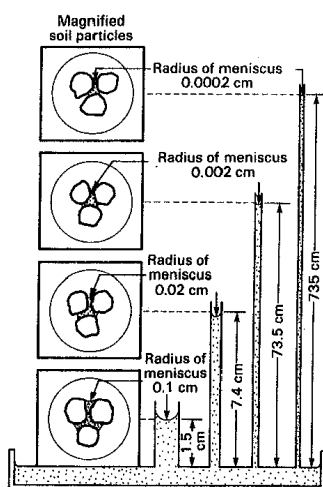


Figure II.3 : Influence du rayon des pores sur la hauteur de remontée capillaire, JANSSEN et al. [1980], cités dans FREDLUND et al. [1993]

2.2- Phénomène d'adsorption de l'eau sur les particules solides : interaction eau-solide

Comme mentionné au paragraphe précédent, dans les sols fins ou les sols argileux non saturés, l'interaction eau-solide n'est pas seulement due à la succion, mais également à l'adsorption de l'eau sur les particules solides, à cause des propriétés colloïdales des particules fines. Car, dans les sols argileux, l'eau joue un rôle très important, rôle fort différent de celui qu'elle joue dans les sables, et elle va se présenter sous différents états : l'eau interstitielle¹, l'eau de constitution² et l'eau adsorbée³.

Selon la théorie des argiles, les sols argileux ont une structure constituée d'un empilement de feuillets, composés de l'assemblage de niveaux tétraédriques et octaédriques (figure II.4). Cet empilement de feuillets est séparé entre eux par un espace interfoliaire et suivant l'ordre d'assemblages des couches, on peut distinguer plusieurs classes d'argile. Les feuillets tétraédriques sont constitués d'atomes d'oxygène entourant un atome de silicium (Silicate SiO_4^{4-}) ou d'aluminium (AlO_4^{5-}). Les feuillets octaédriques sont formés d'atomes d'oxygène ou d'hydroxyles (OH^-) entourant d'autres atomes comme l'*Al*, le *Fe*, le *Mg*, le *Li*, etc.

¹ Eau libre occupant tout ou partie des vides intergranulaires comme pour les sables.

² Eau trouvée dans la structure du minéral à une position fixe, soit sous formes d'ions OH^- et H^+ , soit sous forme de molécules H_2O .

³ Eau présente sur la surface des particules fines de sol, grâce aux propriétés colloïdales des particules argileuses.

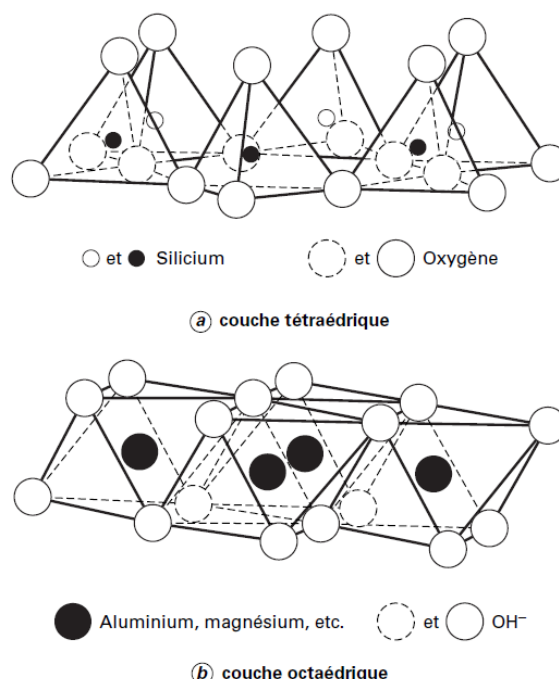


Figure II.4 : Couches tétraédrique et octaédrique typiques des argiles lamellaires, DELAGE et al. [2001.a]

Les minéraux argileux ont une autre caractéristique importante. L'attraction exercée par les argiles sur l'eau est engendrée par un déficit de charges électriques dû à des substitutions isomorphes, dans les couches octaédriques des atomes Al^{+++} par ceux d'un autre métal de valence plus faible (le plus souvent Mg^{++}). Ce déficit peut être compensé par l'adsorption d'un nombre équivalent de cations présents dans la solution. Cette capacité d'échange d'ions autour des plaquettes argileuses, en fonction de la distance a été calculée selon la théorie de la double couche⁴ (figure II.5) dans le cas de suspensions colloïdales, DELAGE et al. [2001.a].

⁴ Les extrémités des feuillets d'argiles ne sont pas électriquement neutres, il existe deux types de charge :

- une charge permanente ou structurelle liée aux substitutions ioniques de signe négatif ;
- une charge de surface variable selon le pH du milieu, liée aux réactions chimiques qui se produisent à la surface des minéraux, de signes positif ou négatif.

Si le sol argileux (négativement chargé) est en contact avec l'eau, l'attraction électrostatique va attirer les molécules d'eau (cations) qui vont être adsorbées. Les cations se répartissent le long de la particule avec une densité plus forte pour ceux qui sont immédiatement en contact avec la face négative du feuillet d'argile. Les cations qui forment une couche chargée positivement appliquée sur la face négative du feuillet forment une double couche. Les dipôles d'eau eux-mêmes sont électriquement orientés et donc absorbés. Les extrémités négatives des dipôles de cette première couche attirent à leur tour une seconde couche de dipôles et ainsi de suite (figure II.5). Cette eau est considérée comme adsorbée à la surface de la particule.

Cette théorie de la double couche a été validée essentiellement pour les suspensions colloïdales, où elle a permis d'expliquer les phénomènes de floculation et de dispersion de la façon suivante : par rapport à l'attraction entre plaquettes due aux forces de Van der Waals, dont le rayon d'action est constant, les doubles couches entourant chaque plaquette ont une action mutuelle de répulsion électrique due à la charge positive ; quand l'épaisseur⁵ de la double couche est faible, l'attraction l'emporte, les plaquettes s'attirent, il y a floculation ; dans le cas contraire, les particules se repoussent, il y a dispersion, DELAGE et al. [2001.a].

C'est ainsi qu'on parvient à expliquer le phénomène d'adsorption autour des plaquettes d'argile ou l'attraction eau-argile. Cette attraction confère aux molécules d'eau les plus proches un état physique différent de celui de l'eau libre (eau gravifique obéissant à la loi de Darcy), dans laquelle les molécules sont douées d'un mouvement brownien désordonné et aléatoire, résultant macroscopiquement en une pression positive. Les molécules d'eau adsorbée, ou eau liée, sont ordonnées par couches successives et possèdent une énergie de liaison d'autant plus forte qu'elles sont proches de la surface du minéral. Cette énergie peut être quantifiée macroscopiquement par l'étude des propriétés de rétention d'eau des sols non saturés, DELAGE et al. [2001.a].

L'interaction eau-argile est illustrée à un niveau macroscopique par les limites d'Atterberg qui sont liées à la consistance du sol. En dessous de la limite de retrait, le sol remanié est assez sec et non saturé, et l'eau interstitielle est très solidement liée par les actions capillaires et d'adsorption, avec une forte prédominance probable de l'adsorption, DELAGE et al. [2001.a]. En d'autres termes, la teneur en eau est extrêmement basse et le sol se comporte comme un solide. Au-dessus de la limite de retrait, le sol remanié est saturé, mais l'eau contenue est dans un certain état de succion. En d'autres termes, la teneur en eau est grande, les particules sont écartées complètement par l'eau libre (donc, aucun contact entre elles) et le sol se comporte comme un liquide.

⁵ L'expression caractérisant l'épaisseur de la double couche est la suivante :

$$x = \sqrt{\frac{DkT}{8\pi n_0 \varepsilon^2 v^2}}$$

avec, D la permittivité relative (constante diélectrique) du milieu ;

k la constante de Boltzmann ($k = 1.38 \times 10^{-23} \text{ J / K}$) ;

T la température thermodynamique ;

n_0 une concentration ionique de référence, en un point loin de l'argile ;

ε la charge électronique élémentaire ($\varepsilon = 1.6 \times 10^{-19} \text{ C}$) ;

et v la valence des cations.

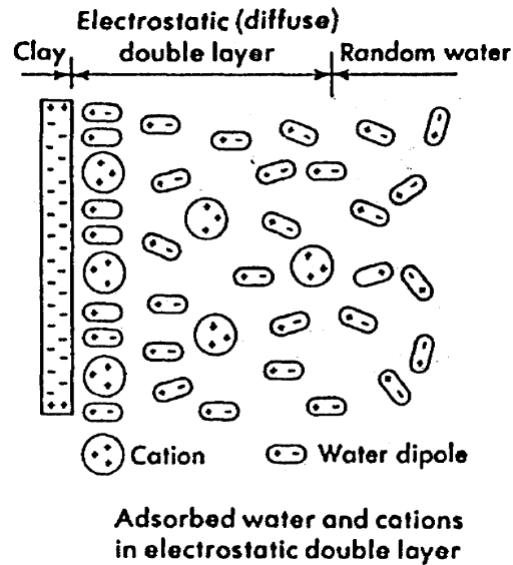


Figure II.5 : Représentation schématique de la double couche diffuse, THIMUS [2011]

2.3- Définition de la succion

Les physiciens des sols et les agronomes ont introduit la notion de succion. Cette notion est définie, comme des forces capillaires à l'interface eau-air et des tensions au niveau granulaires qui proviennent des forces d'adsorption aux contacts eau-solide. En fait, elle se définit comme la somme de plusieurs composants, DELAGE et al. [2001a].

Succion matricielle

La succion matricielle S_m est définie comme la somme des suctions capillaire (S_c) et d'adsorption (S_{ad}). Comme décrit ci-avant, elle intègre à la fois les propriétés capillaires du milieu (caractérisées par la dimension des pores) et les propriétés d'adsorption de l'argile par l'intermédiaire de l'angle de contact solide-eau-air. Les propriétés capillaires correspondent, elles, aux effets de la tension superficielle qui se développent au niveau du ménisque pour équilibrer les forces intermoléculaires à l'interface eau-air et les propriétés d'adsorption, les forces d'adsorption entre les particules de sol qui jouent un rôle important pour garder la forte pression d'eau interstitielle négative dans le sol. Elle est définie, plus généralement, comme la différence entre les pressions de l'air et de l'eau, illustrée à la figure II.6.

La succion matricielle (S_m) est de premier intérêt dans l'étude des sols non saturés analysés dans cette thèse. Car, elle est la variable d'état de

contrainte qui est fortement influencée par des changements environnementaux.

Succion osmotique

La succion osmotique S_{osm} (ou π) est liée à la présence de sels solubles dans l'eau. Elle est due à la tendance des ions à s'hydrater et dépend de la concentration en sels. Elle est exprimée en termes de pression et identique à la pression osmotique. Le concept de succion osmotique est aussi illustré à la figure II.6. Dans le cadre de notre travail, elle ne sera pas prise en compte, car son influence est souvent négligeable en géotechnique. Donc, la succion totale sera donnée directement par la succion matricielle.

Succion totale

La succion totale S (ou ψ) est la somme de la succion matricielle et de la succion osmotique. Elle est quantifiée en termes d'humidité relative RH et correspond à l'énergie libre de l'eau du sol (figure II.6).

$$S = S_{mat} + S_{osm} = (S_c + S_{ad}) + S_{osm} \quad [II.4]$$

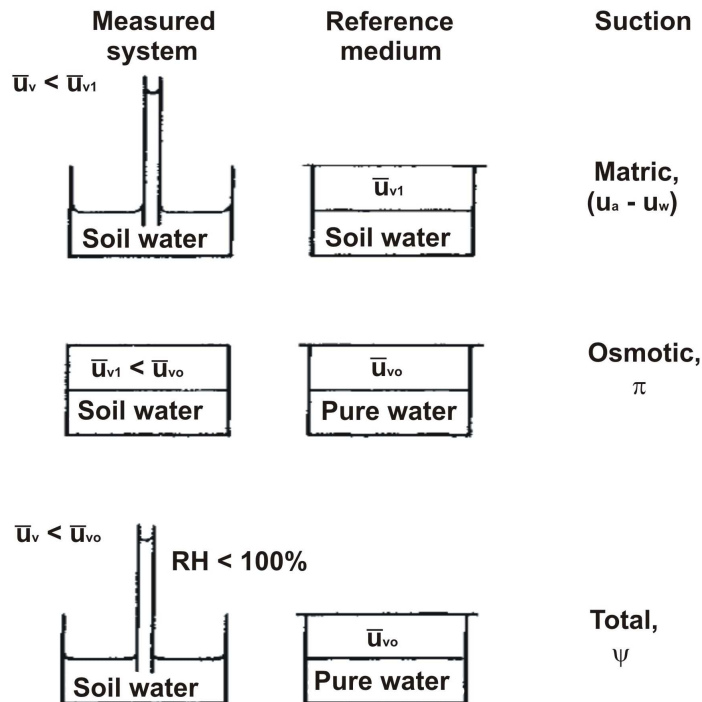


Figure II.6 : Succion totale et ses composants en termes de l'énergie libre de l'eau dans le sol, FREDLUND et al. [1993]

2.4- Relation succion - humidité relative

Ce développement thermodynamique est nécessaire pour comprendre le lien entre la succion et l'humidité relative. L'humidité relative est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante et exprimée en pour-cent (%). La succion est, quant à elle, généralement définie comme étant l'énergie libre de l'eau dans le sol et mesurée en terme de pression partielle de la vapeur d'eau du sol. Leur relation (humidité ambiante et succion correspondante) est indépendante du sol et définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'équation est la suivante :

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM} \ln h \quad [II.5]$$

avec, u_a la pression de l'air ; u_w la pression de l'eau ; h l'humidité relative, égale donc rapport de la pression partielle de la vapeur d'eau P dans l'atmosphère considérée, à la pression de vapeur saturante P_0 qui dépend de la température T ($P_0 = 0.92 \text{ cmHg}$ à $T = 10^\circ \text{C}$; $P_0 = 1.75 \text{ cmHg}$ à $T = 20^\circ \text{C}$; $P_0 = 9.25 \text{ cmHg}$ à $T = 50^\circ \text{C}$) ; M la masse molaire de l'eau, $M = 18.016 \text{ g.mol}^{-1}$; g l'accélération due à la pesanteur, $g = 9.81 \text{ m.s}^{-2}$; R la constante molaire des gaz, $R = 8.3143 \text{ J.mol}^{-1}.K^{-1}$ et T la température thermodynamique.

A 20°C , on a $\frac{RT}{gM} = 137.837 \text{ MPa}$.

Cette relation montre bien que la succion est fonction de la température, qui influencera donc le comportement des sols non saturés. Dans le cas d'actions exclusivement capillaires (sables propres), elle montre que l'humidité relative de l'atmosphère dans laquelle le sol est placé définit le rayon du ménisque, et que, à proximité du ménisque, la pression partielle de la vapeur d'eau est inférieure à la pression de vapeur saturante, et d'autant plus faible que le rayon de courbure est faible, DELAGE et al. [2001a].

Une humidité relative donnée impose donc aux échantillons de sol une succion donnée. Lorsque l'humidité relative vaut 100%, la succion dans le sol est nulle. Puis, on constate une augmentation de la succion, jusqu'à atteindre 10^6 kPa , quand l'humidité relative diminue (figure II.7).

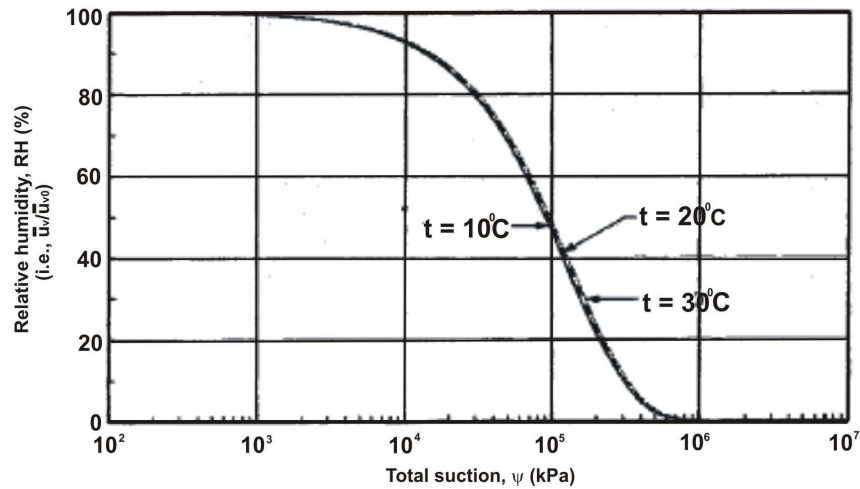


Figure II.7 : Relation entre l'humidité relative et succion totale, FREDLUND et al. [1993]

3.- Aspects hydriques fondamentaux des sols non saturés

Les aspects hydriques dans un sol non saturé sont beaucoup plus compliqués que dans un sol saturé. Dans la littérature des sols non saturés, différents travaux montrent que la succion influence considérablement la saturation, qui influence à son tour la perméabilité, ce qui rend le problème hydraulique dans ces sols fortement non linéaire.

3.1- Courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention constitue une caractéristique essentielle pour la description du comportement des sols non saturés. Elle représente l'influence de la structure et de la porosité du sol à travers l'état de l'eau et traduit la capacité de ces sols à attirer et retenir l'eau en fonction de la succion exercée. Elle est déterminée en soumettant un échantillon à un cycle de séchage et de remouillage par application de paliers de succion croissante, puis décroissante. Elle est obtenue en reportant les valeurs de teneur en eau dans un diagramme « logarithme de succion / teneur en eau ». Elle montre une relation continue entre la teneur en eau et la succion du sol. On peut également la représenter en reportant le degré de saturation en ordonnée (figure II.8), ce qui permet d'observer une valeur de saturation résiduelle pour des succions très élevées.

La figure II.8 représente une courbe de rétention d'eau d'un sol non saturé en cours de séchage dans un diagramme semi-logarithmique avec les zones caractéristiques. On distingue trois zones sur cette courbe de rétention : zone quasi-saturée, zone transitoire et zone résiduelle de non saturation.

Dans la zone quasi saturée, les pores du sol sont quasi totalement remplis d'eau. Le premier point important sur la courbe de rétention d'eau est la pression d'entrée d'air qui correspond au point d'inflexion de la courbe. Après la pression d'entrée d'air, on entre dans la zone transitoire et le sol commence à se désaturer. Ainsi la succion devient croissante et la teneur en eau commence à diminuer considérablement dans cette zone. Ensuite, on tombe sur la zone résiduelle de non saturation. Cette zone est atteinte quand de grandes augmentations de la succion matricielle causent un relatif petit changement de la teneur en eau. On trouve peu d'eau à ce stade et la teneur en eau au début de cette zone est appelée la teneur en eau résiduelle. L'état résiduel de saturation peut être aussi considéré comme étant le degré de saturation auquel la phase liquide devient discontinue. En d'autres termes, il représente la valeur de degré de saturation en dessous de laquelle il devient de plus en plus difficile d'extraire l'eau du sol. De nombreux scientifiques considèrent cet état comme un paramètre de la courbe sans réelle signification physique.

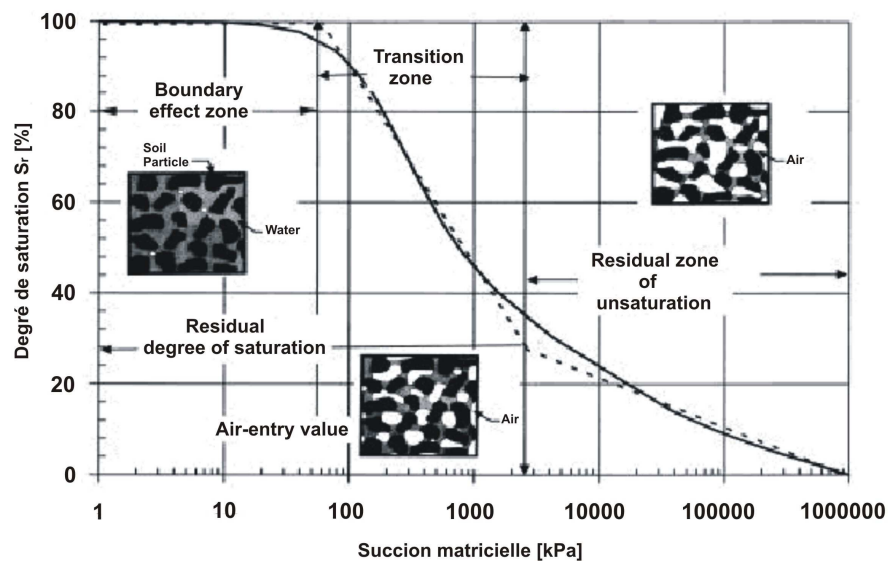


Figure II.8 : Définition des zones caractéristiques de la courbe de rétention, VANAPALLI et al. [1999]

La courbe de rétention d'eau varie selon le type de sols. Car, les forces de pression capillaire et d'adsorption dépendent respectivement de l'organisation de l'espace des pores et de la surface spécifique des particules. Donc plus le sol est fin, plus la pression d'entrée d'air est grande et plus la succion pour désaturer le sol est importante. La figure II.9 illustre le rôle de la texture sur l'allure de la courbe de rétention d'eau du sol en comparant les courbes de rétention de trois sols de textures différentes : une argile, un limon et un sable à texture plus grossière.

A pression de succion nulle, quasiment tous les pores sont saturés pour les trois types de sols et leur teneur en eau est comprise entre 25 et 45%. Lorsque la succion augmente, des différences se marquent beaucoup plus entre les courbes de rétention d'eau des différents sols, avec à succion égale une teneur en eau beaucoup plus élevée pour les sols à granulométrie fine (argile). Lorsque la succion est très grande, leur teneur en eau est proche de zéro et a plus ou moins la même valeur pour les trois sols (figure II.9). Donc, la différence de texture et de granulométrie des sols engendre différentes formes de courbes de rétention.

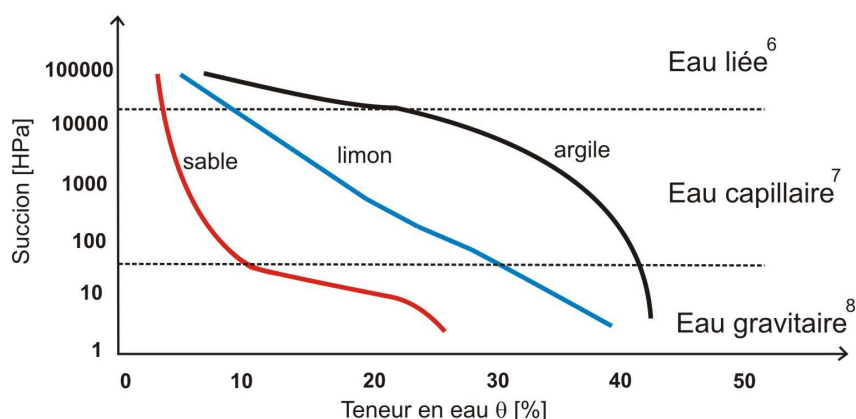


Figure II.9 : Comparaison des courbes de rétention d'eau des différents types de sol : sable, limon, argile, d'après DUCHAUFOR, XANTHOULIS [2008]

3.2- Phénomène d'hystérésis

Une particularité importante de la courbe de rétention d'eau est son comportement hystérétique. La figure II.10 illustre le phénomène d'hystérèse en présentant les courbes de rétention obtenues par CRONEY [1952] sur un sable argileux ($11\% < 2\mu\text{m}$, $31\% < 0.08\text{mm}$). Différentes observations typiques des propriétés de rétention d'eau des sols non saturés peuvent être déduites de ces courbes obtenues expérimentalement. On note tout d'abord que l'allure de la courbe est différente selon que le sol passe d'un état sec à un état saturé (saturation) ou qu'il passe d'un état saturé à un état sec (désaturation) ; le chemin parcouru lors du séchage se situe au-dessus du chemin de remouillage. Donc, il n'existe pas de relation unique entre la teneur en eau et la succion du sol, et la valeur de teneur en eau à une succion donnée dépend du chemin hydrique parcouru pour parvenir à ce point.

⁶ Eau adsorbée liée au solide par les forces électrostatiques et moléculaires.

⁷ Eau associée à la pression capillaire (ou à la succion).

⁸ Eau libre remplissant les macroporosités du sol et obéissant à la loi de Darcy.

Sur le graphique expérimental de CRONEY [1952], une désaturation à une succion de 100 kPa depuis l'état saturé conduit une teneur en eau de 15%, alors qu'un remouillage depuis l'état sec conduit à une valeur de 8%. Sur ce graphique également, une boucle est observée sur la courbe de dessiccation, du fait qu'à la teneur en eau de 15%, on augmente un peu la teneur en eau du sol et qu'on continue le séchage par après. Cette boucle hystérétique reprend l'allure initiale de la courbe de dessiccation (figure II.10).

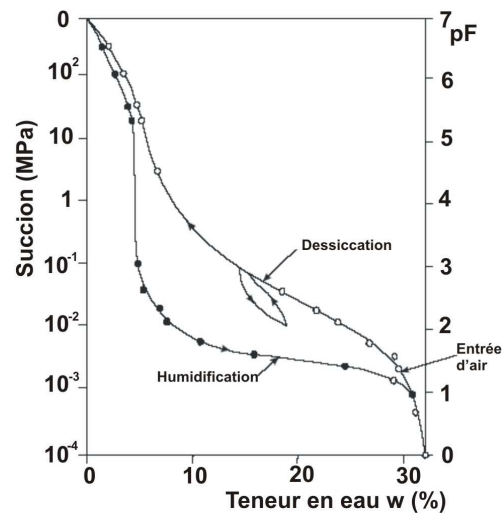


Figure II.10 : Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux, CRONEY [1952]

Cet hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de tailles variables interconnectés en parallèle ou en série. Il existe trois causes à l'origine du phénomène d'hystérèse de la courbe de rétention d'eau, illustrées par la figure II.11 :

- Figure II.11a : on remarque que pendant un processus de dessiccation, le petit tube connecté en parallèle ne se vide pas (l'eau reste piégée dans le petit tube), ce qui conduit à une teneur en eau plus forte ; lors d'un remouillage, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit tube est vide. Donc, pour une succion donnée, la teneur en eau est plus grande lors du processus de séchage ;
- Figure II.11b : dans une connexion en série de pores de tailles différentes, l'effet dit effet de goulot entraîne également, à la même succion, une teneur en eau plus forte lors du séchage, HILLER [1980], cité dans DELAGE et al [2001a] ;
- Figure II.11c : l'angle de contact entre l'eau et le solide est plus important lors du remouillage que lors du drainage, comme l'illustre l'effet de goutte évoqué par BEAR [1969], cité dans DELAGE et al [2001a]. Donc, pour une succion donnée, la teneur en eau est plus grande lors du séchage.

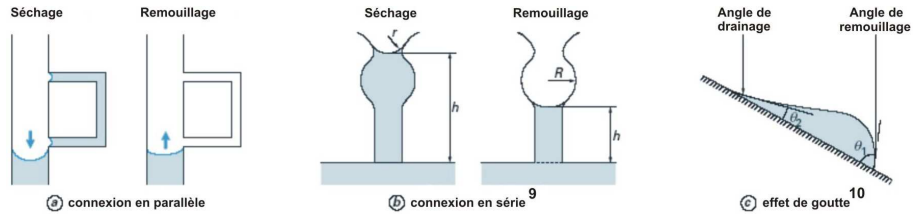


Figure II.11 : Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau, DELAGE et al. [2001a]

Ces phénomènes d'hystérésis ont été éclairés par BIAREZ et al. [1987] en considérant un modèle de sol composé de tubes capillaires rigides identiques, parallèles et placés verticalement.

En fait, l'angle de contact qui correspond à un déplacement relatif des phases l'une par rapport à l'autre n'est pas le même suivant que l'eau pousse l'air ou que l'air pousse l'eau. Lors du séchage, l'angle de contact θ_2 qui correspond à un mouvement relatif provoqué par l'air qui pousse l'eau, est inférieur à l'angle de mouillage θ_1 qui correspond au mouvement relatif provoqué par l'eau qui pousse l'air.

En conséquence, la succion en séchage S_s est :

$$S_s = \frac{2\sigma_s \cos \theta_1}{r} \quad [II.6]$$

La succion en mouillage S_M est :

$$S_M = \frac{2\sigma_s \cos \theta_2}{r} \quad [II.7]$$

On constate bien que la succion est différente suivant le chemin de séchage ou de remouillage :

$$S_s > S_M \text{ car } \theta_1 > \theta_2 \quad [II.8]$$

⁹ Effet provenant de ce que les vides capillaires ne sont pas des tubes mais une succession de cavités de dimensions variables. En effet, la présence d'une partie évasée de rayon R dans un tube de rayon r ($r < R$) illustre cet effet de goulot, retrouvé dans la connexion en série, qui implique que pour une même succion, la teneur en eau en séchage sera plus forte qu'en remouillage.

¹⁰ Effet illustré par une goutte d'eau glissant sur une vitre. La forme dissymétrique de la goutte résulte du fait que la pression capillaire est différente suivant que l'eau pousse l'air (point bas) ou que l'air pousse l'eau (point haut). Car l'angle de contact est différent dans ces deux cas.

Lorsque la succion a une influence sur le comportement mécanique, ce phénomène d'hystérèse doit être envisagé quand le sol est soumis à des conditions cycliques. La plupart des sols sont soumis à une alternance de phases de remouillage et de séchage durant lesquels les suctions évoluent. Dans un sol, il existe donc, une infinité de valeurs de succion relative à une teneur en eau. Mais, ces valeurs sont limitées par un intervalle correspondant aux courbes de remouillage et de séchage. Ce phénomène hystérétique implique des difficultés importantes à caractériser mécaniquement les sols non saturés et rend plus complexe l'étude du comportement de ces sols. Pour pallier à ces difficultés, de nombreux auteurs ont proposés différentes lois pour estimer la courbe de rétention d'eau des sols. Parmi ces lois, on en présentera deux d'entre elles répertoriées dans la littérature scientifique.

3.3- Méthodes d'estimation

Comme mentionné précédemment, des méthodes d'estimation de la courbe de rétention d'eau des sols ont été développées afin de remédier à la difficulté d'obtenir cette courbe (remouillage ou séchage) au laboratoire qui nécessite du temps et des matériels spécifiques. Parmi ces diverses méthodes, la méthode de FREDLUND et XING [1994] et celle de VAN GENUCHTEN [1980], utilisant une solution "close form" qui nécessite des paramètres de calibration à fournir par l'utilisateur, sont présentées dans cette section.

3.3.1- FREDLUND et XING [1994]

FREDLUND et XING [1994] ont développé une méthode décrivant la courbe de rétention d'eau pour une gamme de valeurs de succion comprise entre 0 et 10^6 kPa , sur base de trois paramètres définis par l'utilisateur. L'équation proposée est la suivante :

$$\Theta_w = C_\psi \frac{\Theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad [\text{II.9}]$$

où, Θ_w la teneur en eau volumique ; C_ψ la fonction de correction définie plus loin dans l'équation [II.17] ; e nombre naturel (2.71828) ; Θ_s la teneur en eau volumique à la saturation ; ψ la succion ou pression d'eau négative et a, n, m , les paramètres de calibration.

Le paramètre "a", exprimé en unité de pression kPa , est le point d'inflexion de la courbe de rétention. Il est généralement légèrement supérieur à la

valeur d'entrée d'air. Le paramètre n contrôle la pente de la fonction de la teneur en eau volumétrique et le paramètre m contrôle la teneur en eau résiduelle. Les trois paramètres a , n , m sont déterminés comme suit :

$$a = \psi_i \quad [II.10]$$

$$m = 3.67 \ln \left(\frac{\Theta_s}{\Theta_i} \right) \quad [II.11]$$

$$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\Theta_s} 3.72 s \psi_i \quad [II.12]$$

où, ψ_i la succion correspondant à la teneur en eau au point d'inflexion de la courbe et s la pente de la ligne tangente à la fonction qui passe par le point d'inflexion.

Cette méthode n'est fonctionnelle que si les paramètres a , n , m sont connus.

3.3.2- VAN GENUCHTEN [1980]

VAN GENUCHTEN [1980] a présenté une équation à quatre paramètres pour prédire la courbe de rétention d'eau. L'équation proposée est la suivante :

$$\Theta_w = \Theta_r + \frac{\Theta_s - \Theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m} \quad [II.13]$$

où, Θ_w la teneur en eau volumique ; Θ_r la teneur en eau volumique résiduelle ; Θ_s la teneur en eau volumique à la saturation ; ψ la succion et a , n , m , les paramètres de calibration (noter que "a" a les unités de pression).

Bien que la terminologie des paramètres a , n et m sont identiques à ceux de FREDLUND et XING [1994], leur définition n'est pas équivalente dans cette approche. Le paramètre "a" est un point pivot au niveau duquel le paramètre n modifie la pente de la fonction. Le paramètre m , quant à lui, modifie la raideur de la partie en pente de la courbe à son entrée dans le plateau inférieur.

Cette méthode n'est fonctionnelle que si les valeurs des paramètres a , n , m sont également connues. Mais, dans la littérature scientifique, on retrouve

des références à ces valeurs qui peuvent être appliquées dans l'équation de VAN GENUCHTEN [1980].

Voici en résumé, les deux principales équations, reliant la teneur en eau volumique à la succion, répertoriées dans la littérature (tableau II.1).

Auteurs	Equations
FREDLUND et XING [1994]	$\Theta_w = C_\psi \frac{\Theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m}$ Θ_w, la teneur en eau volumique C_ψ, la fonction de correction Θ_s, la teneur en eau volumique à la saturation ψ, la succion ou pression d'eau négative a, n, m, les paramètres de calibration
VAN GENUCHTEN [1980]	$\Theta_w = \Theta_r + \frac{\Theta_s - \Theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m}$ Θ_w, la teneur en eau volumique Θ_r, la teneur en eau volumique résiduelle Θ_s, la teneur en eau volumique a la saturation ψ, la succion ou pression d'eau négative a, n, m, les paramètres de calibration

Tableau II.1 : Quelques équations de teneur en eau volumique en fonction de la succion

3.4- Perméabilité à l'eau

Le coefficient de perméabilité est une mesure de l'espace disponible pour que l'eau s'écoule au travers du sol. Il dépend essentiellement des propriétés du fluide et du milieu poreux. D'une part, les propriétés du fluide sont généralement considérées comme étant constantes durant le processus d'écoulement. D'autre part, les caractéristiques du milieu poreux sont fonction des propriétés volume-masse du sol (degré de saturation S_r , indice des vides e , teneur en eau w).

Dans un sol saturé, ce coefficient est principalement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique. Il est souvent considéré comme

constant dans une analyse d'écoulement transitoire. En revanche, dans un sol non saturé, il est très sensiblement affecté par tout changement de l'indice des vides et du degré de saturation du sol. Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. En conséquence, la perméabilité diminue fortement à mesure que la saturation diminue. Cette dernière est fortement influencée par la variation de la succion, mais peu influencée par la variation de la contrainte nette, LI [2000].

Puisque, dans un sol non saturé, l'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de saturation, l'effet de la contrainte nette sur la saturation est également secondaire par rapport à l'effet de la succion. Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité est souvent exprimé soit en fonction de la saturation qui est décrite généralement en fonction de la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même, FREDLUND et al. [1993].

Par conséquent, la loi d'écoulement pour un sol saturé, loi de Darcy, est généralisée au cas d'un milieu non saturé comme suit :

$$v_w = -k_w(s) \cdot \nabla h_w \quad [\text{II.14}]$$

avec, v_w la vitesse de Darcy dans un sol non saturé, $k_w(s)$ la perméabilité du sol non saturé et h_w la charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau, ∇ est l'opérateur gradient).

La figure II.12, LI [2000], illustre graphiquement la variation de la perméabilité dans un sol non saturé.

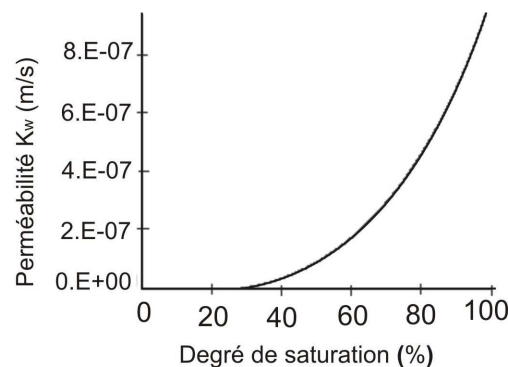


Figure II.12 : Evolution de la perméabilité k_w d'un sol non saturé en fonction du degré de saturation, LI [2000]

Diverses méthodes ont été aussi élaborées pour décrire les variations de la perméabilité en fonction de la succion. Trois méthodes également répertoriées dans la littérature sont mentionnées dans la section suivante.

3.4.1- FREDLUND et al. [1994]

La méthode de FREDLUND et al. [1994] consiste à développer la fonction de perméabilité du sol non saturé par intégration de la courbe de rétention d'eau dans son entièreté. L'équation régissant cette méthode est la suivante :

$$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\Theta(e^y) - \Theta(\psi)}{e^{yi}} \Theta'(e^{yi})}{\sum_{i=1}^N \frac{\Theta(e^y) - \Theta_s}{e^{yi}} \Theta'(e^{yi})} \quad [\text{II.15}]$$

où, k_w la perméabilité du sol non saturé ; k_s la perméabilité à saturation ; Θ_s la teneur en eau volumique ; e nombre naturel (2.71828) ; y variable d'intégration représentant le logarithme de la pression d'eau négative ; i intervalle entre la gamme de j à N ; j la pression d'eau la moins négative à être décrite par la fonction finale ; N la pression d'eau maximale à être décrite par la fonction finale ; ψ la succion correspondant au $j^{\text{ième}}$ intervalle et Θ' la première dérivée de l'équation II.9 :

$$\Theta = C(\psi) \frac{\Theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad [\text{II.16}]$$

où, a la valeur approximative d'entrée d'air du sol ; n le paramètre qui contrôle la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau ; m un paramètre relatif à la teneur en eau résiduelle et $C(\psi)$, une fonction de correction définie comme suit :

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{C_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1000000}{C_r} \right)} \quad [\text{II.17}]$$

où, C_r une constante relative à la succion matricielle correspondant à la teneur en eau résiduelle.

Une valeur par défaut de C_r est prise égale à 1500 kPa. La valeur 1000000 dans l'équation [II.17] correspond à la succion matricielle (en kPa) à laquelle une humidité zéro est présente dans le sol en phase liquide ou vapeur.

3.4.2- GREEN et COREY [1971]

GREEN et COREY [1971] ont établi une méthode basée sur la connaissance de la courbe de rétention d'eau du sol pour déterminer la perméabilité du sol non saturé. L'équation définie par Green et Corey est la suivante :

$$k(\Theta)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} \times \frac{30T^2}{\mu g \eta} \times \frac{\zeta^p}{n^2} \times \sum_{j=1}^m [(2j+1-2i) h_i^{-2}] \quad [\text{II.18}]$$

où $k(\Theta)_i$ la perméabilité calculée pour une teneur en eau spécifiée ou une pression interstitielle d'eau négative (cm/min) ; $\frac{k_s}{k_{sc}}$ le facteur de calibration (perméabilité saturée mesurée / perméabilité saturée calculée) ; i dernière classe de teneur en eau dans la gamme humide (exemple, $i = 1$ identifie la classe de pores correspondant à la teneur en eau la plus faible et $i = m$ identifie la classe de pores correspondant à la teneur en eau à saturation) ; h_i la pression d'eau négative pour une gamme donnée de pores remplis d'eau (cm d'eau) ; n le nombre total de classes de pores compris entre i et m ; Θ la teneur en eau volumique (cm^3/cm^3) ; T la tension de surface de l'eau (Dyn/cm) ; ζ la porosité ; η la viscosité de l'eau ($\text{g}/\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$) ; g la constante gravitationnelle (cm/s^{-1}) ; μ la densité de l'eau (g/cm^3) et p un paramètre représentant l'interaction des classes de pores.

Différents auteurs ont donné des valeurs pour p , en voici quelques valeurs suggérées par ces auteurs : MARSHALL [1958] : $p = 2$; MILLINGTON et QUIRK [1961] : $p = 1.3$; KUNZE, VEHARA et GRAHAM [1968] : $p = 1$.

La forme de la fonction de conductivité est commandée par le terme suivant dans l'équation [II.18] :

$$\sum_{j=1}^m [(2j+1-2i) h_i^{-2}]$$

Le terme $\frac{30T^2}{\mu g \eta} \times \frac{\zeta^p}{n^2}$ est une constante pour une fonction donnée et peut être prise égale à 1 lors de détermination de la forme de la fonction de conductivité hydraulique.

3.4.3- VAN GENUCHTEN [1980]

VAN GENUCHTEN [1980] a également présenté une équation pour décrire la perméabilité du sol non saturé, k_w .

$$k_w = k_s \frac{\left[1 - (a\psi^{(n-1)}) \left(1 + (a\psi^n)^{-m}\right)\right]^2}{\left(\left(1 + a\psi^n\right)^{\frac{m}{2}}\right)} \quad [\text{II.19}]$$

où k_s la perméabilité à saturation ; a , n , m , les paramètres de calibration ; $n = 1/(1 - m)$ et ψ la succion.

Dans cette méthode, il a montré que les paramètres de calibration peuvent être estimés graphiquement à partir de la courbe de rétention d'eau du sol. Selon Van Genuchten, le point optimal pour évaluer les paramètres de calibration est le point à mi-distance entre la teneur en eau volumique résiduelle et celle saturée de la courbe de rétention.

La pente de la courbe de rétention (S_p) est calculée par :

$$S_p = \frac{1}{(\Theta_s - \Theta_r)} \left| \frac{d\Theta_p}{d(\log \psi_p)} \right| \quad [\text{II.20}]$$

où Θ_s et Θ_r , respectivement la teneur en eau volumique saturée et la teneur en eau volumique résiduelle, Θ_p la teneur en eau volumique correspondant au point à mi-distance de la courbe de rétention et ψ_p la succion matricielle au même point.

VAN GENUCHTEN [1980] a proposé la formulation suivante pour estimer les paramètres m et a quand S_p est calculée :

$$m = 1 - \exp(-0.8S_p), \text{ pour } 0 < S_p < 1 \quad [\text{II.21}]$$

$$m = 1 - \frac{0.5755}{S_p} + \frac{0.1}{S_p^2} + \frac{0.025}{S_p^3}, \text{ pour } S_p > 1 \quad [\text{II.22}]$$

$$a = \frac{1}{\psi} \left(2^{\frac{1}{m}} - 1 \right)^{(1-m)} \quad [\text{II.23}]$$

Voici en résumé, les trois principales méthodes classées ici pour décrire la perméabilité du sol à l'état non saturé (tableau II.2).

Auteurs	Equations
FREDLUND et al. [1994]	$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\Theta(e^y) - \Theta(\psi)}{e^{yi}} \Theta'(e^{yi})}{\sum_{i=1}^N \frac{\Theta(e^y) - \Theta_s}{e^{yi}} \Theta'(e^{yi})}$ k_w la perméabilité du sol non saturé k_s la perméabilité à saturation Θ_s la teneur en eau volumique ψ la succion correspondant au $j^{\text{ième}}$ intervalle Θ' la première dérivée de l'équation Θ
GREEN et COREY [1971]	$k(\Theta)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} \times \frac{30T^2}{\mu g \eta} \times \frac{\zeta^p}{n^2} \times \sum_{j=1}^m \left[(2j+1-2i) h_i^{-2} \right]$ $k(\Theta)_i$ la perméabilité du sol non saturé h_i la succion Θ la teneur en eau volumique T la tension de surface de l'eau μ la densité de l'eau
VAN GENUCHTEN [1980]	$k_w = k_s \frac{\left[1 - (a\psi^{(n-1)}) \left(1 + (a\psi^n)^{-m} \right) \right]^2}{\left((1 + a\psi^n)^{\frac{m}{2}} \right)}$ k_w la perméabilité du sol non saturé k_s la perméabilité à saturation ψ la succion

Tableau II.2 : Quelques lois de perméabilité k_w en fonction de la succion

4.- Comportements mécaniques fondamentaux des sols non saturés

Outre les trois phases, à savoir les phases solide (le sol), liquide (l'eau) et gazeuse (l'air) qui engendrent le phénomène d'interface solide-eau-air, il existe des comportements mécaniques propres aux sols non saturés dus à l'influence de la succion. De nombreux travaux expérimentaux ont été effectués au cours de ces dernières années sur l'influence de la succion à des échantillons de sol. Grâce à ces travaux réalisés sur la succion, on a pu mettre en évidence des comportements fondamentaux de ces sols.

4.1- Contraintes effectives ou variables indépendantes

Pour des sols saturés, la contrainte effective de Terzaghi $\sigma' = F(\sigma, u) = \sigma - u$ est la variable d'état utilisée pour décrire le comportement du sol et gouverner tous les aspects de la mécanique des sols saturés. Cette contrainte effective σ' est interprétée classiquement par la figure II.13, où on représente une facette du milieu biphasique caractéristique d'un sol granulaire. Dans ce cas, elle est un surplus de contrainte par rapport à la contrainte neutre u , appelée aussi pression interstitielle, qui agit dans l'eau et le solide avec la même intensité, dans toutes les directions.

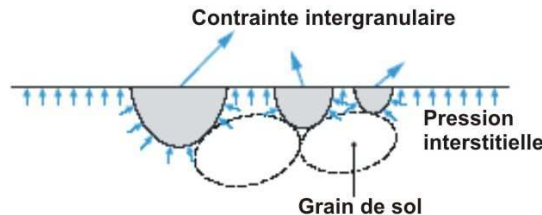


Figure II.13 : Principe de contrainte effective en sol saturé, DELAGE et al. [2001b]

En réalité, cette relation est vraie uniquement pour les sols saturés où généralement u est positive ou nulle. En fait, il existe des cas où u est négative sans qu'il y ait désaturation et où cette relation est également vraie. La validité de cette relation dépend également d'hypothèses de compressibilité négligeable de la phase solide et de l'eau, et de contact ponctuel sans cimentation entre les grains (figure II.13). La figure II.13 concerne les sols granulaires où les phases sont bien distinctes et les interactions entre les phases sont uniquement mécaniques. Dans le cas des sols fins, ces deux points ne sont plus vérifiés. On trouve des interactions physico-chimiques entre les phases solides et liquides (phénomène d'adsorption) qui rendent le problème plus complexe et qui supprime la limite franche entre les phases. Mais, l'observation expérimentale et la pratique ont néanmoins établi la validité du concept contrainte effective pour les sols fins saturés.

Pour des sols non saturés, l'approche en contrainte effective est beaucoup plus complexe étant donné que le sol ne possède pas deux phases mais trois phases. D'une part, dans les sols granulaires, les ménisques capillaires correspondant à la succion engendrent, contrairement aux pressions interstitielles positives, une attraction entre les grains. D'autre part, dans les sols fins, en plus de la capillarité, la désaturation mobilise progressivement les actions d'adsorption sur les phases argileuses qui augmentent la cohésion du sol, DELAGE et al. [2001b].

Des efforts considérables ont été entrepris dans les années 1950 pour trouver une équation de contrainte effective pour les sols non saturés. Au début de ces recherches, les auteurs ont proposés des réflexions basées sur l'utilisation d'une contrainte effective unique, en tentant de relier de façon simple la contrainte totale, la succion et la contrainte effective. Mais, ces réflexions ont été mises à défaut sur les phénomènes d'effondrement (affaissement), typiques des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge, JENNINGS et BURLAND [1962].

4.1.1- Hypothèse des contraintes effectives en sol non saturé

BISHOP [1960] est l'un des pionniers à étudier le comportement des sols non saturés, à partir d'essais de compression simple effectués dans un appareil triaxial à succion contrôlée. Il a étudié les rôles respectifs de la contrainte normale nette dans le sol $\sigma_{nette} = \sigma - u_a$ et de la succion $u_a - u_w$ sur le comportement des sols non saturés. Son approche se base sur l'élargissement du concept de contrainte effective de Terzaghi aux sols non saturés. Il reprend la définition de Terzaghi en exprimant que « la contrainte effective est une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle de l'eau, qui contrôle les effets mécaniques dus à une modification de l'état de contrainte auquel est soumis un élément de sol ». L'expression qu'il a proposée pour la contrainte effective dans le cas d'un sol dont les vides sont remplis d'air et d'eau (partiellement saturé) est la suivante :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad [II.24]$$

où : σ contrainte normale totale, σ' contrainte normale effective, u_a pression interstitielle de l'air, u_w pression interstitielle de l'eau, $(u_a - u_w)$ succion matricielle, χ paramètre adimensionnel de Bishop (= 1 pour les sols saturés et = 0 pour les sols secs) et $\chi(u_a - u_w)$ positif traduit le supplément de contrainte.

Les valeurs intermédiaires du paramètre χ dépendent principalement du degré de saturation S_r . Cependant, elles peuvent être aussi influencées par

des facteurs comme la structure du sol et les cycles de dessiccation ou de réhumidification où les contraintes changent, modifiant la valeur du degré de saturation S_r , GUEYE [1993].

BISHOP considère que la forme générale de la relation liant le paramètre χ au degré de saturation S_r , $\chi = f(S_r)$ peut être admise selon la courbe de la figure II.14. La valeur du paramètre χ donnée par cette figure correspond à des conditions de contrainte effective à la rupture. Elle n'est pas nécessairement valable pour estimer des variations de volume avant ce stade de rupture, GUEYE [1993].

De manière générale, la théorie de BISHOP basée sur la notion de contrainte effective unique convient assez bien pour les cas où les contraintes de cisaillement jouent un rôle important, CHARLIER et al. [1997]. Mais, elle ne permet pas de caractériser le comportement volumique des sols non saturés, notamment l'influence de la succion sur les variations d'indice des vides en fonction de la contrainte appliquée (affaissement).

D'autre part, BLIGHT [1963] a montré expérimentalement qu'il est difficile d'évaluer ce paramètre χ qui dépend non seulement du degré de saturation mais aussi du chemin de contrainte et de la microstructure du sol.

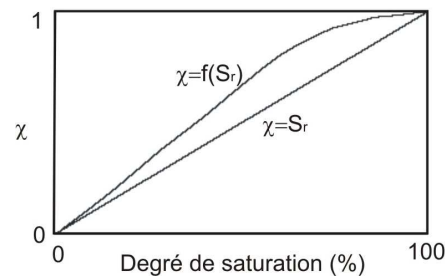


Figure II.14 : Relation proposée entre le paramètre χ et le degré de saturation S_r

Des estimations du paramètre χ de BISHOP ont été proposées par d'autres auteurs. LEE [1968] a proposé deux relations simples liant χ au degré de saturation, à partir des essais triaxiaux et compressions simples ($\sigma_3 = 0$) effectués sur des limons maigres de Sterrebeek :

$$\chi = S_r \quad [II.25]$$

et

$$\chi = 0.22 + 0.78S_r \quad [II.26]$$

Selon les auteurs, la première équation conduit généralement à une surestimation de σ' , l'erreur augmentant avec les argiles. La seconde donne des résultats assez bien pour les sables et les limons, mais des erreurs grossières pour les argiles.

Des valeurs expérimentales de χ déduites des équations précédentes ont été trouvées sur des limons par JENNINGS et BURLAND [1962].

Selon VERBRUGGE et LECLERCQ [1985], à partir des essais réalisés sur le limon de Sterrebeek, le coefficient χ est donné par la relation :

$$\chi = 2.33 - 0.473 pF \quad [II.27]$$

avec pF , le logarithme décimal de la valeur absolue de la succion, exprimé en cm d'eau, qui varie entre 2.8 et 4.8.

Selon BLIGHT [1963], le paramètre χ est donné par l'équation :

$$\chi = \frac{\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)_{sat} - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right)}{\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_w \right) - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right)} = \frac{p'_{sat} - (p - u_a)}{(p - u_w) - (p - u_a)} \quad [II.28]$$

Dans le cas où les valeurs de u_a sont négligeables, cette équation peut s'écrire :

$$\chi = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)_{sat} - (\sigma_1 + \sigma_3)}{-2(u_w - u_a)} = \frac{p'_{sat} - p}{u_a - u_w} \quad [II.29]$$

Pour déterminer χ à la rupture au moyen de l'équation [II.29], il suffit donc de connaître les valeurs de c' et de ϕ' déduites de l'essai saturé et de mesurer σ_1 et $(u_a - u_w)$ pour σ_3 constant sur l'éprouvette de sol non saturé.

4.1.2- Analyse en variables indépendantes

Dans l'impossibilité de décrire complètement le comportement des sols non saturés à l'aide d'une contrainte unique, il a été donc nécessaire d'utiliser au minimum deux variables de contraintes, dans le cadre de l'approche dite des variables indépendantes. COLEMAN [1962] a suggéré le premier d'utiliser

indépendamment les variables contrainte nette $(\sigma - u_a)$ et succion $(u_a - u_w)$ et d'observer expérimentalement, en variation de volume et en mesure de résistance au cisaillement, les effets de ces deux variables sur des grandeurs telles que l'indice des vides e , ou le déviateur à la rupture. Ensuite, FREDLUND et al. [1978] ont montré qu'il existe trois choix possibles pour des variables, correspondant aux trois combinaisons possibles entre σ , u_a et u_w pour définir l'état de contraintes dans un sol non saturé :

$$(\sigma - u_a) \text{ et } (u_a - u_w) \quad [\text{II.30}]$$

$$(\sigma - u_w) \text{ et } (u_a - u_w) \quad [\text{II.31}]$$

$$(\sigma - u_a) \text{ et } (\sigma - u_w) \quad [\text{II.32}]$$

FREDLUND et al. [1978] ont montré que deux ([II.30] et [II.31]) de ces trois combinaisons peuvent être utilisées pour définir l'état de contraintes dans un sol non saturé.

Les premières variables d'état de contraintes $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$ sont les plus utilisées pour deux raisons. D'une part, la variable scalaire $(u_a - u_w)$, qui correspond à la succion, a une signification physique bien définie. D'autre part, la pression u_a étant généralement prise égale à 0 (pression atmosphérique), l'expression de la contrainte totale nette $(\sigma - u_a)$ est simplifiée et la succion $(u_a - u_w)$ devient une pression d'eau négative. Cette combinaison présente l'avantage aussi que seule une variable de contrainte est affectée quand la pression interstitielle de l'eau change et elle est également bien adaptée à l'analyse d'essais réalisés selon la méthode de translation d'axes, où une pression d'air positive u_a est appliquée.

La seconde combinaison utilisée est $(\sigma - u_w)$ et $(u_a - u_w)$. L'avantage de ce couple de variables est qu'il permet une visualisation du passage du cas non saturé au cas saturé. Mais, il présente l'inconvénient que la pression interstitielle affecte les deux variables d'état de contraintes quand elle varie.

4.2- Déformations volumiques

Deux types de forces agissent sur les éléments de sol : les forces volumiques agissant sur le centroïde comme par exemple la gravité ou les forces d'interactions entre les différentes phases et les forces de surfaces comme les contraintes normales et tangentielles.

MATYAS et al. [1968], FREDLUND et al. [1993], DELAGE et al. [1995] ont développé le concept de surface d'état pour décrire le comportement volumique des sols non saturés. Cette surface représente l'ensemble des évolutions possibles des variables d'état pour tout chemin de sollicitation mécanique et hydrique. Elle donne la variation de l'indice des vides e en fonction de la contrainte totale nette $(\sigma - u_a)$ et de la succion $(u_a - u_w)$. La figure II.15, obtenue par mesures de variations volumiques d'échantillons compactés au laboratoire et soumis à des contraintes isotropes dans une cellule triaxiale, représente la surface d'état.

Ces points se résument de la façon suivante :

- l'allure de la surface montre, en comparant le chemin de consolidation du sol saturé ① à celui à succion non nulle constante ②, dont la pente $e/(\sigma - u_a)$ est moins forte, que la compressibilité diminue quand la valeur de la succion augmente ;
- le chemin ③ à contrainte constante avec diminution de la succion correspond à un remouillage sous charge constante et importante, l'indice des vides diminue au cours du mouillage, c'est un cas d'effondrement ;
- le chemin ④ est caractéristique d'un remouillage sous contrainte nulle, qui se produit avec augmentation de l'indice des vides et représente un léger gonflement ;
- le chemin ⑤ est obtenu quand le relâchement de la succion se fait à volume constant et son intersection avec le plan $(\sigma - u_a, e)$ donne la valeur de la contrainte de gonflement dans ces conditions ;
- un essai de compressibilité classique de sol compacté (chemin ⑥) suffisamment sec se fait pour une valeur de la succion $(u_a - u_w)$ qui reste positive, sans expulsion d'eau, à teneur en eau constante, avec augmentation du degré de saturation et diminution de la succion.

Cependant, ce concept de surface d'état est correct dans le cas des conditions restrictives de variations décroissantes de la succion ou des chargements monotones avec augmentation du degré de saturation. Mais, il ne l'est pas pour représenter une désaturation du sol.

Les résultats de compression isotrope à succion contrôlée obtenus par CUI et al. [1996] sur un limon de Jossigny compacté, et présentés sur la figure II.16, permettent de compléter la description du comportement volumique. Ainsi, on peut remarquer sur cette figure que la compressibilité du sol diminue lorsque la succion augmente, ce qui rend le matériau plus rigide (raidissement avec l'augmentation de la succion). On constate également que la pression de préconsolidation augmente quand la succion augmente, ce qui rend la surface de plasticité plus grande (comportement de type surconsolidé).

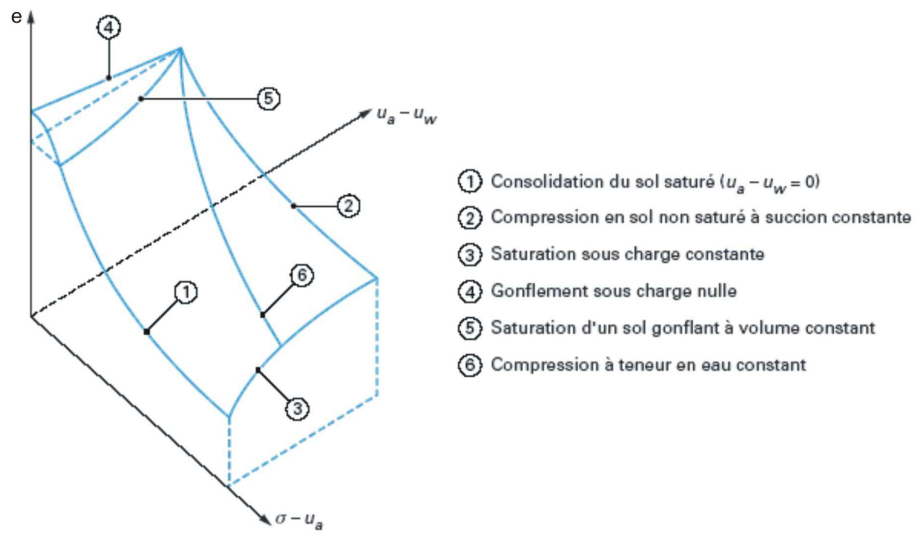


Figure II.15 : Surface d'état $e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ pour un sol non saturé, MATYAS et al. [1968], cités dans DELAGE et al. [2001b]

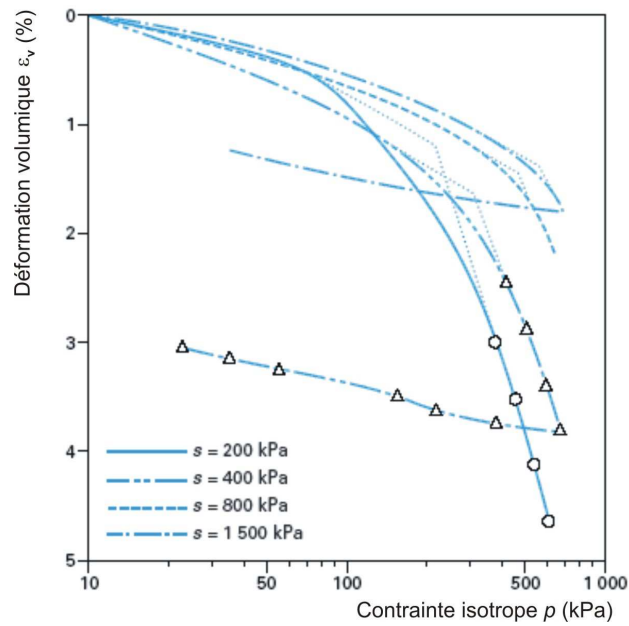


Figure II.16 : Effets de la succion sur la compressibilité d'un limon de Jossigny compacté, CUI et al. [1996]

4.3- Comportement déviatorique

Les données sur le comportement déviatorique des sols non saturés concernent essentiellement les propriétés à la rupture, obtenues à l'aide de boîte de cisaillement ou de cellules triaxiales à succion contrôlée par surpression d'air. Les résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée, CUI [1993], montrent que l'augmentation de la succion renforce le sol, avec augmentation linéaire de la cohésion c et variation de l'angle de frottement ϕ en fonction de la succion et du type de sol (figure II.17). L'augmentation de la cohésion a toujours été observée par tous les auteurs (FREDLUND et al. [1978], ESCARIO et al. [1986], DELAGE et al. [1987], etc.). Elle correspond à l'action de cimentation intergranulaire ou interagrégats de la succion. En revanche, l'angle de frottement semble être à l'augmentation pour les sols plutôt plastiques et denses et à la diminution pour les sols peu plastiques et lâches.

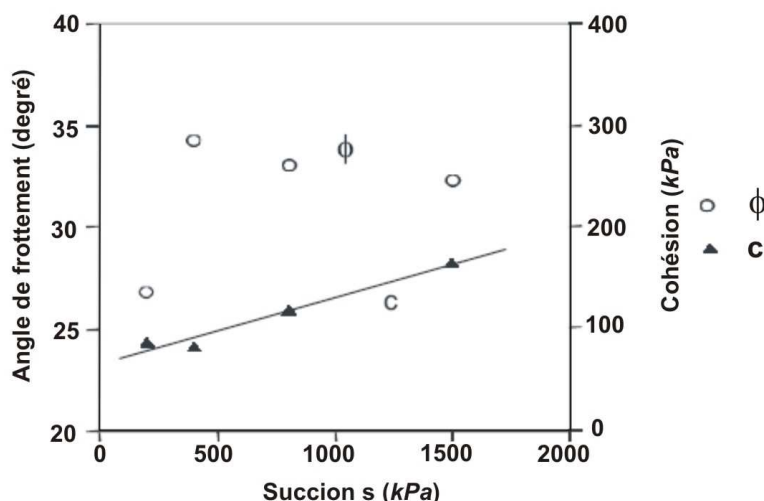


Figure II.17 : Evolution de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction de la succion sur un limon compacté, CUI [1993]

Pour le comportement avant la rupture, peu de données sont disponibles actuellement et peu de courbes effort-déformations ont été publiées. Cependant, des auteurs ont étudié le module de cisaillement G en fonction de la variation de la succion. Les essais de BRULL [1980] montrent que le module de cisaillement augmente sensiblement linéaire avec la pression capillaire pour deux sols faiblement argileux compactés à deux densités différentes (figure II.18). MARINHO et al. [1993], cités dans DELAGE et al. [2001b], ont étudié le module de cisaillement de l'argile de Londres brune intacte et compactée à quatre teneurs en eau et donc à quatre suctions initialement différentes (figure II.19). Ils montrent que ce module augmente avec la succion, pour ensuite se stabiliser ou décroître légèrement. D'autres

auteurs, également cités dans DELAGE et al. [2001b], ont trouvé des résultats en accord avec ceux de MARINHO et al. [1993], en appliquant des cycles de chargement - déchargement sur des sols compactés de plasticités très différentes.

De même, CUI [1993] a montré que globalement le module de cisaillement et le module de Young augmentent avec la succion et la contrainte de confinement (figure II.20).

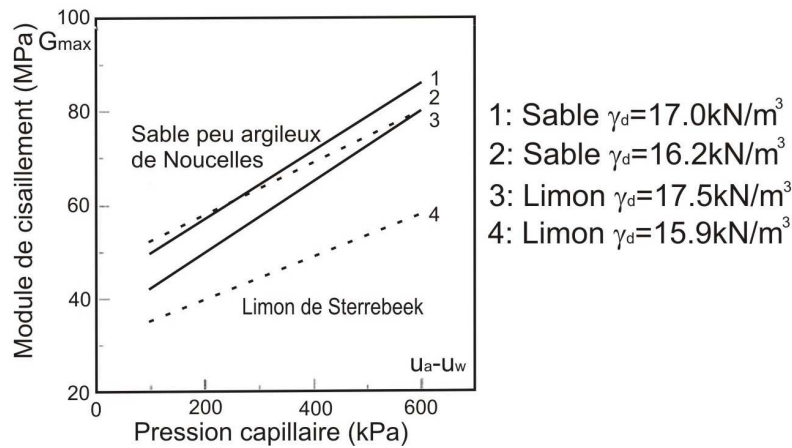


Figure II.18 : Module de cisaillement maximal de deux sols faiblement argileux en petites déformations en fonction de la pression capillaire, BRULL [1980]

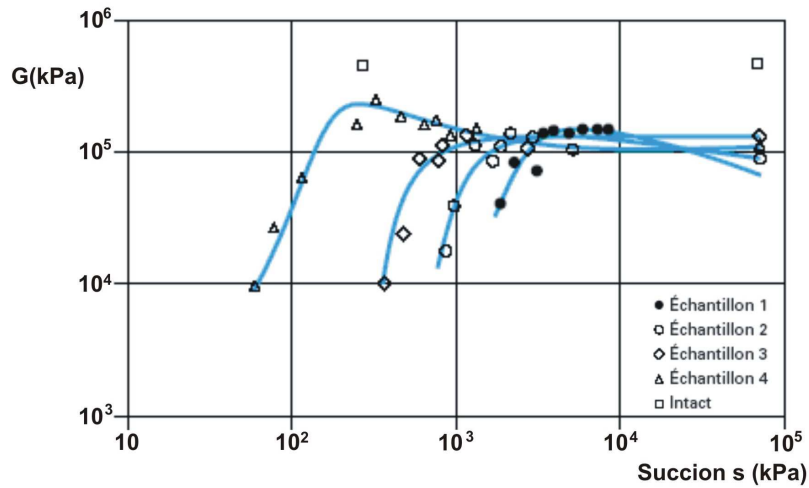


Figure II.19 : Variation du module de cisaillement avec la succion, MARINHO et al. [1993], cités dans DELAGE et al. [2001b]

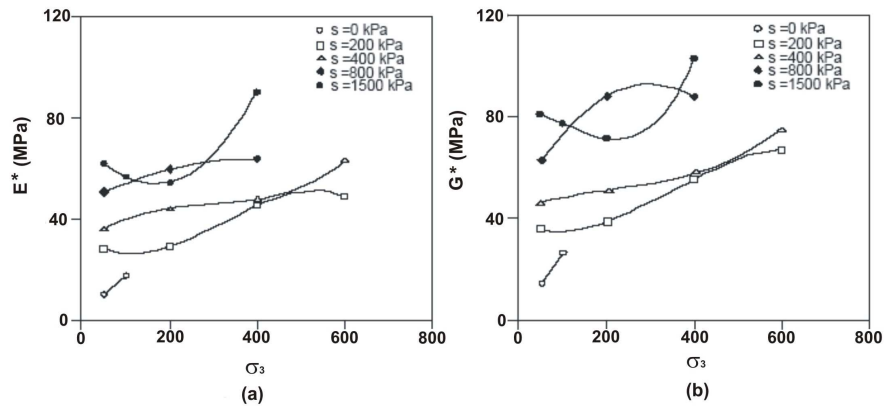


Figure II.20 : (a) Variations des modules de Young et (b) de cisaillement en fonction de la contrainte de confinement, CUI [1993]

A titre d'illustration, la figure II.21 montre les résultats d'essais triaxiaux à différents niveaux de succion sur un limon, CUI [1993]. On observe que, pour une déformation donnée, la succion augmente la contrainte déviatorique et par conséquent la résistance maximale.

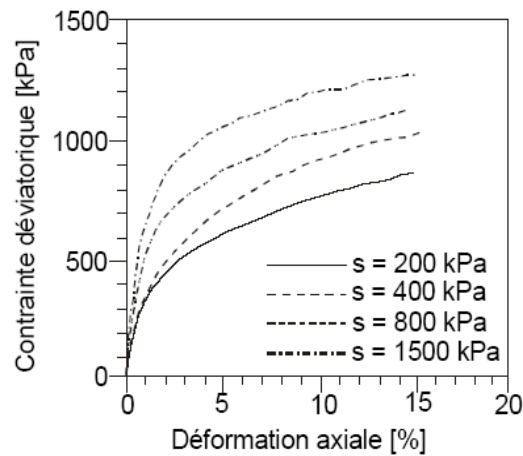


Figure II.21 : Effets de la succion sur la contrainte déviatorique d'un limon, CUI [1993]

5.- Prise en compte de la succion dans la résistance au cisaillement

Après avoir abordé le phénomène de succion dans les sols non saturés, il est maintenant nécessaire de prendre en considération sa prise en compte dans la résistance au cisaillement des sols non saturés.

Beaucoup d'auteurs ont effectué des travaux sur la résistance au cisaillement des sols non saturés. Parmi ces auteurs figure BISHOP [1960] qui, à partir des essais de compression simple dans un appareil triaxial à succion contrôlée, a déterminé les rôles respectifs de la contrainte nette dans le sol et de la succion sur le comportement des sols non saturés. Son approche se base sur l'élargissement du concept de contrainte effective de Terzaghi aux sols non saturés (Paragraphe 4.1.1). A partir de cette définition de contrainte effective, il a défini la résistance au cisaillement d'un sol non saturé en adoptant le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad [\text{II.33}]$$

où, c' cohésion effective, ϕ' angle de frottement interne effectif, τ résistance au cisaillement à la rupture.

Une autre approche, proposée par FREDLUND et al. [1978], consiste à définir la résistance au cisaillement à la rupture des sols non saturés en reprenant l'idée de deux variables indépendantes. Dans cette approche, ils font l'hypothèse que, dans un espace tridimensionnel dont les axes sont τ , $(u_a - u_w)$ et $(\sigma - u_a)$, les points caractéristiques de la rupture sont situés sur une surface plane (figure II.22). Ils écrivent l'équation de résistance au cisaillement de la manière suivante :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [\text{II.34}]$$

où, c' cohésion effective quand les deux variables de contraintes $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$ sont nulles, ϕ' angle de frottement interne effectif en fonction des variations de $(\sigma - u_a)$ et ϕ^b angle indiquant le taux d'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction de la succion $(u_a - u_w)$.

La comparaison entre ces deux approches, en termes d'équations mathématiques [II.33] et [II.34], peut se résumer de la façon suivante :

$$\chi \tan \phi' = \tan \phi^b \quad [\text{II.35}]$$

Cette supposition serait vraie seulement si la désaturation du sol avait un effet direct sur la résistance au cisaillement.

Cette équation correspond à celle de FREDLUND, en termes d'équations mathématiques [II.34] et [II.37], et peut se résumer de la façon suivante :

$$\tan \phi^b = \theta \tan \phi' \quad [\text{II.38}]$$

Cette expression est valable dans le cas d'un sol non saturé. Quand le sol est saturé, elle devient $\tan \phi^b = 1 \tan \phi'$.

OBERG et al. [1997] ont travaillé également sur la résistance au cisaillement des sols non saturés. Ils ont développé une équation de résistance au cisaillement où le paramètre χ de BISHOP est remplacé par le degré de saturation S_r . Ils ont montré que ce paramètre est relatif à la fraction de surface de pores occupée par l'eau qui est équivalent au degré de saturation. Ils font l'hypothèse par la suite d'une relation unique entre le degré de saturation et l'aire de contact humide le long de la surface de cisaillement dans le sol. L'expression qu'ils ont proposée pour la résistance au cisaillement sur base de critère de rupture de Mohr-Coulomb est la suivante :

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [(S_r) (\tan \phi')] \quad [\text{II.39}]$$

VANAPALLI et al. [1996] et FREDLUND et al. [1996] ont suggéré une formulation non linéaire de la résistance au cisaillement des sols non saturés, estimée sur base de la courbe de rétention d'eau du sol établie sur une gamme de succion comprise entre 0 à $1 \times 10^6 \text{ kPa}$. L'expression qu'ils ont élaborée pour la résistance au cisaillement sur base de critère de rupture de Mohr-Coulomb est la suivante :

$$\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'] + [(u_a - u_w) \{(\Theta^k) (\tan \phi')\}] \quad [\text{II.40}]$$

où, k le paramètre de calibration et Θ la teneur en eau normalisée.

Dans cette relation, le paramètre empirique k est influencé par l'indice de plasticité I_p et d'autres paramètres comme la structure et la nature du sol.

VANAPALLI et al. [1996] ont proposé une autre expression de la résistance au cisaillement en fonction de la succion sans faire apparaître le paramètre de calibration. Cette expression est la suivante en se basant sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'] + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad [II.41]$$

où, θ_w la teneur en eau volumique, θ_s la teneur en eau volumique à la saturation et θ_r la teneur en eau volumique résiduelle.

VANAPALLI et al. [2000] ont également étendu l'expression [II.40] pour interpréter les résultats d'essais de compression non confinés. La nouvelle expression de la résistance au cisaillement pour ces essais de compression élaborée est la suivante :

$$c_u = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{c' \cos \phi' + (u_a - u_w) \left\{ (\theta^k) (\tan \phi') \right\} \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad [II.42]$$

Les données requises pour cette méthode sont la courbe de rétention d'eau des sols, les paramètres de résistance effective au cisaillement c' et ϕ' , les valeurs de succion initiale des échantillons soumis aux essais de compression et les valeurs de résistances déduites des essais de compression.

Les relations de VANAPALLI et al. [2000] donnent de bons résultats dans la gamme de succion comprise entre 0 et 1500 kPa. Au delà de cette gamme, les relations ne fournissent plus de résultats convaincants.

A partir de ces différentes approches, on constate que le terme supplémentaire par rapport au critère de Mohr-Coulomb dans les sols saturés est dû principalement à la succion et est appelé cohésion apparente. Cette cohésion apparente est donc une conséquence de la succion et sera d'autant plus importante quand la succion matricielle du sol est élevée. Donc, plus le sol est sec, plus la succion matricielle est élevée et par conséquent plus la cohésion apparente du sol est grande. La cohésion apparente dans les sols non saturés est donc une cohésion fictive pouvant causer des instabilités importantes dans le cas des sols soumis à climat sec ou tropical où on est en permanence confronté à l'alternance de saisons sèches et pluvieuses.

Voici en résumé, les principales approches de détermination de la résistance au cisaillement des sols non saturés, abordées dans cette section (tableau II.3).

Auteurs	Equations
BISHOP [1960]	$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi'$ c' cohésion effective ϕ' angle de frottement interne effectif χ paramètre adimensionnel de Bishop τ résistance au cisaillement à la rupture
FREDLUND et al. [1978]	$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$ c' cohésion effective ϕ' angle de frottement interne effectif ϕ^b angle de frottement lié à la succion τ résistance au cisaillement à la rupture
LAMBORN [1986]	$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \theta(u_a - u_w)] \tan \phi'$ c' cohésion effective ϕ' angle de frottement interne effectif θ teneur en eau volumique τ résistance au cisaillement à la rupture
OBERG et al. [1997]	$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [(S_r)(\tan \phi')]$ c' cohésion effective ϕ' angle de frottement interne effectif S_r degré de saturation τ résistance au cisaillement à la rupture
VANAPALLI et al. [1996]	$\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'] + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right]$ c' cohésion effective ϕ' angle de frottement interne effectif θ_w teneur en eau volumique, θ_s teneur en eau volumique à la saturation θ_r teneur en eau volumique résiduelle τ résistance au cisaillement à la rupture

Tableau II.3 : Principales approches de détermination de la résistance au cisaillement τ en sol non saturé

6.- Conclusion

Les différentes approches exposées au cours de ce chapitre nous ont permis de dégager plusieurs conclusions importantes sur le comportement hydromécanique des sols non saturés. Ce comportement est principalement influencé par la succion matricielle qui apporte un renforcement des propriétés de résistance au cisaillement du sol. Ce renforcement se traduit par une augmentation de la cohésion qu'on peut expliciter à partir de la prise en compte de l'effet de la succion sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Il a été montré dans cette section que le concept de variables d'état indépendantes $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$, parmi les concepts analysés, est le plus fructueux et le plus utilisé actuellement dans les recherches. Ce concept donne satisfaction et permet de représenter pratiquement toutes les principales caractéristiques examinées expérimentalement sur les sols partiellement saturés. Divers modèles importants, basés sur ce concept, ont été passés en revue. Parmi les nombreux modèles, ceux de FREDLUND et al. [1978] et de VANAPALLI et al. [1996] traduisent le mieux ces caractéristiques et s'adaptent également aux approches expérimentales liées à la courbe de rétention d'eau et aux essais mécaniques. Ces deux modèles ont été retenus dans le cadre de cette thèse afin de déterminer la résistance au cisaillement du sol non saturé et feront l'objet d'une grande attention lors de la modélisation.

Diverses méthodes ont été également développées pour la détermination de la courbe de rétention d'eau et de la perméabilité en sol non saturé dans le but de définir la relation entre la teneur en eau et la succion présentant une hystérésis mais aussi l'effet de la succion sur la perméabilité nécessaire pour la modélisation des écoulements. Parmi les nombreuses méthodes, celles de GREEN et COREY [1971], de FREDLUND et XING [1994], de VAN GENUCHTEN [1980] et de FREDLUND et al. [1994] ont été présentées dans ce chapitre afin de prédire cette perméabilité non saturée en utilisant la courbe de rétention d'eau et la perméabilité saturée. Ces méthodes feront également l'objet d'une analyse particulière lors de la modélisation de l'influence de l'infiltration d'eau sur la stabilité des pentes.

Après avoir présenté la théorie sur l'état des connaissances des sols non saturés, il sera important d'exposer la théorie sur la stabilité des pentes et les divers facteurs naturels qui peuvent l'influencer surtout dans les cas d'Haïti.

CHAPITRE III : STABILITÉ DES PENTES

1.- Introduction

L'étude des mouvements de terrain peut être reliée à celle de la stabilité des pentes. Cette problématique créée par diverses formes d'instabilité des couches superficielles du sol peut être accentuée par la géologie, la topographie, la morphologie ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels et artificiels. Les instabilités de pentes surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme ; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. La revue littéraire indique que ces instabilités se produisent quand les forces motrices excèdent les forces de résistances du sol le long d'une surface critique de rupture.

Dans ce chapitre, nous allons surtout nous intéresser à l'étude de la stabilité des pentes et des éléments stabilisants et déclencheurs influençant cette stabilité. Dans un premier temps, nous exposerons l'historique des glissements de terrain en Haïti en présentant la problématique. Puis, nous décrirons succinctement les différentes méthodes d'équilibre limite de calcul de stabilité que nous allons utiliser dans le modèle numérique. Ensuite, nous montrerons comment élargir ces méthodes de calculs en faisant apparaître les phénomènes de la cohésion apparente et de la sismicité. Et enfin, nous présenterons un bref résumé des procédures d'analyse de stabilité pseudostatique par équilibre limite des pentes.

2.- Stabilité des pentes et influence de certains paramètres sur la stabilité

2.1- Historique et causes des glissements de terrain en Haïti

La République d'Haïti est exposée à des risques climatiques, sismiques, géologiques et géotechniques, en raison de sa configuration morphologique et de sa localisation géographique. Ces risques naturels sont de nos jours accentués par la déforestation progressive, l'exploitation sauvage des carrières, l'explosion démographique, l'urbanisation croissante, le développement dans les zones à fortes pentes et l'augmentation des précipitations régionales causée par les changements climatiques. Il en résulte une dégradation environnementale qui se traduit en général avec le temps par des glissements de terrain, des éboulements, des diminutions de la nappe phréatique, etc.

L'apparition des glissements de terrain en Haïti est donc un phénomène complexe et les facteurs menant à son apparition sont multiples. En revanche, dans la majorité des glissements historiques en Haïti, les principaux facteurs demeurent les fortes précipitations et les secousses

sismiques. La figure III.1 résume sous forme de graphique les différentes causes des glissements et le tableau III.1 donne un répertoire de quelques glissements connus et étudiés en Haïti par le Bureau des Mines et de l'Energie (BME), PREPETIT et al. [2008].

Signalons à la figure III.1 quelques-uns de ces facteurs qui sont présents à Kenscoff-Mahotièr, glissement que nous allons étudier par la suite dans cette thèse :

- le relief très accidenté,
- la pluviométrie de la région¹¹,
- les tremblements de terre¹²,
- les formations de calcaire karstifié¹³ et d'argile.

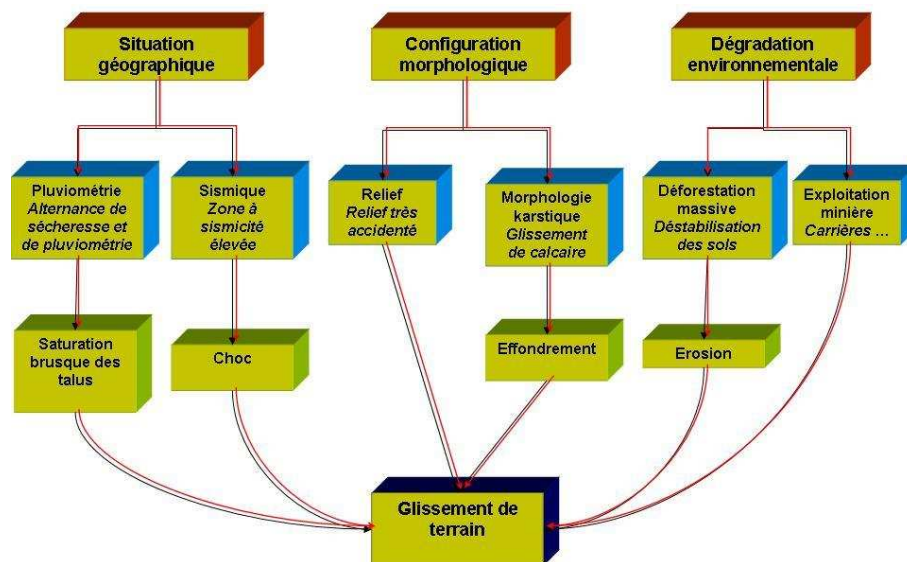


Figure III.1 : Causes des glissements de terrain en Haïti

¹¹ Régime de pluies tropicales.

¹² Zone à sismicité élevée.

¹³ Modelé par la dissolution et l'érosion dues aux eaux de ruissellement et d'infiltration.

Année	Glissements
9 -10 février 1764	Chute d'un bloc d'environ 500 m ³ provenant du Morne du Cap (Moreau de St. MERY, 1797).
1780 – 1788	Glissement (affilage) de la face septentrionale du Morne de Dondon (Moreau de St. MERY, 1797).
---	Glissements et effondrements des Mornes et des falaises situés en amont de la rivière des Nègres à Bourg St. Louis, (Moreau de St. MERY, 1797).
4 juin 1986 et 19 juin 1996	Glissements à « Dieumoune » Marigot après des pluies diluviennes.
11 décembre 1987	Glissement sur la route Port-au- Prince / Pétion-Ville au niveau de Bourdon-Reinbold. Effondrement de la route.
29 janvier 1988	Glissement à Treuil, au Nord de la ville de Gros Morne après de fortes pluies. Cinq personnes tuées, 4 maisons ensevelies, 100.000 m ³ de matériaux déplacés.
16 au 22 octobre 1989	Glissement à Delmas 32.
Juin 2000	Glissement sur la route de Jérémie au niveau de « Fanm pa dra ». Route effondrée.
Mai 2002	Glissement à Delmas 95 (Vivy Mitchell).
21 au 22 juin 2002	Glissement à Balais au Port-à-Piment.
5 au 6 octobre 2003	Glissement à Djobel, les premiers mouvements ont débuté en mars 2001, puis en mai 2003 et en octobre 2003.
5 au 6 octobre 2003	Même période : Glissement à Boulard Acacia Bourdon, trentaine de maisons fissurées.
7 octobre 2003	Glissement à Vivy Mitchell destruction de deux maisons et fissuration de plusieurs autres.
Décembre 2003	Glissements au Cap-Haïtien à la suite d'une inondation.
12 septembre 2005	Glissement à l'entrée de la ville de Saut-d'Eau.
Décembre 2006	Glissement à Mahotièr / Robin, petite localité de Kenscoff.
Octobre 2008	Glissement sur la Route Nationale 3 - Mirebalais.
Novembre 2008	Glissement de terrain à Musseau, Impasse Avalon.
6 juin 2012	Glissement à Kenscoff / Bongars.

Tableau III.1 : Répertoire de quelques glissements connus en Haïti, PREPETIT et al. [2008], actualisé dans le cadre de ce travail

2.2- Méthodes de calcul de stabilité des pentes

Un glissement de terrain est caractérisé par un déplacement de masse de terrain plus ou moins brutal sous l'action de la pesanteur et se résume à une étude de stabilité de pentes. Ce déplacement se produit en un lieu si de nombreux facteurs d'instabilités (facteurs permanents et variables) peuvent être réunis pour générer des mécanismes de rupture.

Une étude de stabilité de pentes demande à déterminer plusieurs paramètres et ce, à partir des données toujours plus ou moins incertaines et parfois insuffisantes. C'est pourquoi certains auteurs ont compris la complexité de ce phénomène et développent des méthodes de calcul pour étudier de manière simplifiée à partir des hypothèses les instabilités. Ces

méthodes font intervenir la géométrie de la pente, le régime hydraulique, les caractéristiques géotechniques du massif de sol et l'aspect temporel.

Dans cette partie, nous reprendrons succinctement les notions principales des méthodes de calcul de stabilité des pentes qui vont nous permettre d'avoir une meilleure compréhension du problème étudié et servir ensuite de bases théoriques supposées connues. Nous allons utiliser principalement les bases théoriques des méthodes d'équilibre limite et par la suite montrer l'influence des paramètres tels la succion et la sismicité dans ces techniques de stabilité. Ces bases théoriques présentées ici résultent principalement des travaux de SCHLOSSER et al. [1986], de GUEYE [1993], de FREDLUND et al. [1993], de DUNCAN et al. [2005], de MASEKANYA [2008], etc.

2.2.1- Facteurs de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre, MASEKANYA [2008]. En réalité, le calcul du facteur de sécurité est lié à celui de la stabilité. La surface de glissement déterminante, résultant d'essais, est celle qui fait paraître le plus petit facteur de sécurité. Il existe plusieurs façons de définir ce facteur de sécurité F_s . Il peut être défini comme un rapport de contraintes, de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite (tableau III.2).

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F_s = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F_s = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par exemple : $H / H_{\max}$

Tableau III.2 : Différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE [1973]

Le facteur de sécurité F_s minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels. De manière classique, dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- si $F_s < 1$: la rupture est inévitable,
- si $F_s = 1$: le massif est en état d'équilibre,
- si $F_s > 1$: le milieu est en équilibre et le massif est stable.

Mais, dans le cas des ouvrages importants où la stabilité doit être assurée à tout prix, les recommandations exigent une valeur de facteur de sécurité minimal généralement de 1.4 à 1.5. Le tableau III.3 donne les différentes valeurs de F_s requises pour certains ouvrages en fonction des risques.

Facteur de sécurité global		Risques humains		
		Négligeables	Moyens	Elevés
Risques économiques	Négligeables	1.1	1.2	1.4
	Moyens	1.2	1.3	1.4
	Elevés	1.4	1.4	1.5

Tableau III.3 : Facteurs de sécurité F_s recommandés selon les risques liés à l'ouvrage, ORTIGAO et al. [2004], cités dans un rapport du CSTC [2005]

2.2.2- Choix de la méthode de calcul

Dans la littérature scientifique, il existe de nombreuses méthodes de calcul de stabilité des pentes, méthodes d'équilibre limite (supposant que la résistance au cisaillement le long de la surface est gouvernée par la relation de Mohr Coulomb) et méthodes des éléments finis (permettant de calculer les contraintes et déformations) bénéficiant d'une assise assez solide. Toutes ces méthodes ont des avantages et inconvénients, et reposent sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations. Dans le cas des méthodes d'équilibre limite, les hypothèses portent sur les lois qui régissent le comportement du sol et sur la géométrie du problème alors que dans celles des éléments finis, les hypothèses portent particulièrement sur les lois de comportement des sols et sur les conditions aux limites. Dans les méthodes d'équilibre limite également, le calcul du facteur de sécurité définira une surface de rupture critique amenant l'instabilité alors que les méthodes des éléments finis modélisent toute la masse et fourniront la zone de rupture la plus probable. L'utilisation de l'une ou l'autre méthode dépend des moyens disponibles pour déterminer les paramètres de calcul correspondant à la méthode choisie.

2.3- Méthodes d'équilibre limite

Il existe dans la littérature scientifique de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois, GUEYE [1993] :

- la surface critique,
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface,
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Les méthodes d'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en

tranches, surtout utilisées pour les sols hétérogènes (ex. BISHOP, MORGENSTERN-PRICE ...) et les méthodes de stabilité globale dans lesquelles on considère de façon globale les équations d'équilibre au lieu de les vérifier au niveau de chaque tranche, surtout utilisées pour les sols homogènes (BELL, méthode des perturbations ...). Dans le cadre de notre travail, nous allons nous limiter aux techniques de méthodes des tranches et ensuite élargir ces techniques aux stabilités en sols non saturés et sous séismes en y intégrant les effets de la succion et du coefficient sismique.

2.3.1- Méthodes des tranches

Le principe de base de toutes ces méthodes est de décomposer la masse de sol en tranches pour tenir compte d'une variation des caractéristiques du sol (figure III.2). Il est alors possible d'écrire pour chacune d'elles les équations d'équilibre. On considère ensuite les résultantes des forces inter-tranches qui s'exercent en un point d'application, CHOWDHURY [1978].

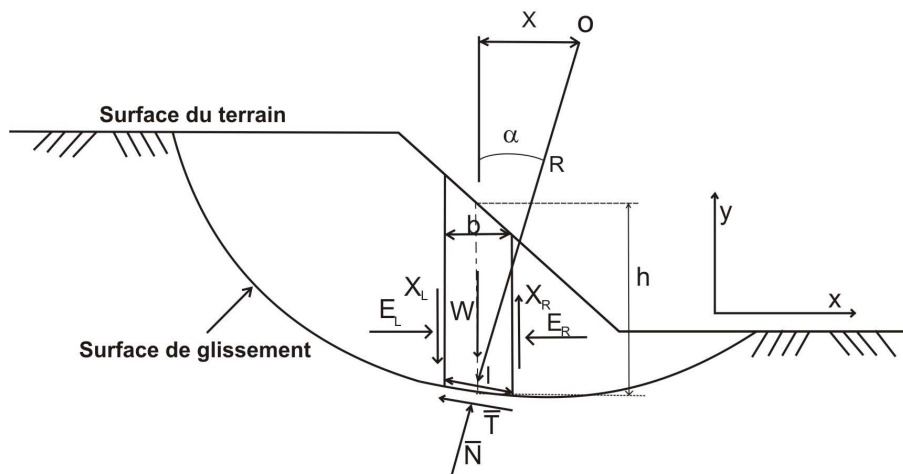


Figure III.2 : Analyse par la méthode des tranches

Les forces agissant sur la tranche peuvent être définies de la manière suivante :

W , poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h ,

$\bar{N}$, composante normale de la force agissant à la base de la tranche et valant $\bar{N} = \sigma \times l$,

$\bar{T}$, composante tangentielle de la force agissant à la base de la tranche et valant $\bar{T} = \tau_m l$,

X , composante verticale des forces inter-tranches,

E , composante horizontale des forces inter-tranches,

b, épaisseur de la tranche ($b = l \cos \alpha$),
 α , angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ou le rayon du cercle avec la droite passant au centre de la tranche,
R, rayon du cercle de rupture de centre O,
l, longueur du plan de glissement de la tranche,
x, bras de levier du poids des terres.

Définissons le facteur de sécurité F_s par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite :

$$F_s = \frac{\tau}{\tau_m} \quad [\text{III.1}]$$

où, τ_m , contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche,
 τ , résistance au cisaillement caractérisée par l'équation de Mohr-Coulomb, donnant à la rupture une relation linéaire entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale : en paramètres totaux, $\tau = c + \sigma \tan \phi$ et en paramètres effectifs, $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$.

Si on remplace τ_m par sa valeur dans $\bar{T}$, on obtient :

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] = \frac{1}{F_s} [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \quad [\text{III.2}]$$

Pour une tranche, les équations d'équilibre donnent :

- En projetant verticalement toutes les forces, on obtient :

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W + X_L - X_R \quad [\text{III.3}]$$

Si on remplace $\bar{T}$ par sa valeur dans l'équation [III.3], on obtient :

$$\begin{aligned} \bar{N} \cos \alpha + \frac{1}{F_s} [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \sin \alpha &= W - (X_R - X_L) \\ \Rightarrow \bar{N} &= \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (c' l - ul \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_s}} \end{aligned} \quad [\text{III.4}]$$

- En projetant horizontalement toutes les forces, on obtient :

$$\bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = -(E_R - E_L) \quad [\text{III.5}]$$

Si on remplace $\bar{T}$ par sa valeur dans l'équation [III.5], on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha &= -(E_R - E_L) \\ \Rightarrow \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha &= (E_R - E_L) \end{aligned} \quad [\text{III.6}]$$

Considérons maintenant l'ensemble des tranches. Le talus sera en état d'équilibre limite si les moments moteurs sont égaux aux moments résultants. L'équilibre global des moments donne le facteur de sécurité F_m :

$M_{\text{moteur}} = M_{\text{résist}} \Rightarrow R \sum W \sin \alpha = R \sum \bar{T}$, si on remplace $\bar{T}$ par sa valeur de l'équation [III.2], on obtient :

$$\begin{aligned} \sum W \sin \alpha &= \sum \frac{1}{F_m} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \\ \Rightarrow F_m &= \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \end{aligned} \quad [\text{III.7}]$$

L'équilibre global des forces donne le facteur de sécurité F_f :

En absence de tout chargement de la masse de sol étudié :

$$\sum E_R - E_L = 0 \quad [\text{III.8}]$$

$$\sum X_R - X_L = 0 \quad [\text{III.9}]$$

L'équation [III.6] devient alors :

$$\begin{aligned} \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_f} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha &= 0 \\ \Rightarrow F_f &= \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \end{aligned} \quad [\text{III.10}]$$

Les deux facteurs de sécurité (F_m et F_f) sont assez proches. Pour la résolution de ces équations, des hypothèses supplémentaires doivent être posées. La nature de ces hypothèses provient du choix des équations de statiques et des forces inter-tranches qui sont satisfaites, et différencie les méthodes de calcul existantes. La méthode d'équilibre limite présentée ici, à titre indicatif, pour la compréhension de cette problématique de stabilité de pente est celle de FELLENIUS [1927] dont le calcul est possible à la main.

2.3.2- Méthode de FELLENIUS [1927]

Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS [1927] sont :

- on suppose une surface de glissement circulaire et décompose le talus en tranches,
- on néglige les forces inter-tranches et respecte seulement l'équilibre des moments.

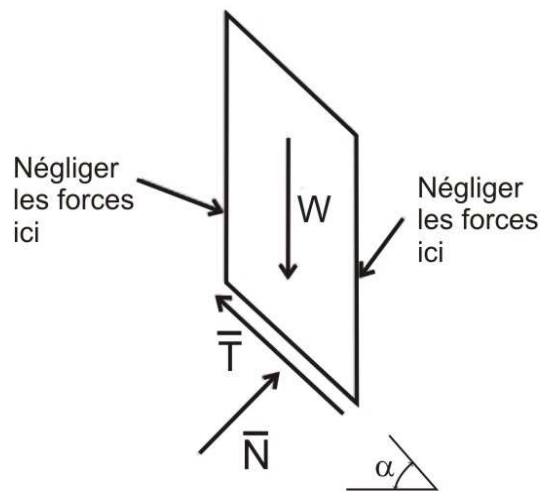


Figure III.3 : Forces considérées sur une tranche par la méthode de FELLENIUS [1927]

A partir des équations [III.3] et [III.5], la force normale sur la base de la tranche devient :

$$\begin{cases} \bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W \\ \bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = 0 \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cos \alpha \quad \text{[III.11]}$$

Une fois que la force normale $\bar{N}$ est calculée. On peut remplacer $\bar{N}$ par sa valeur dans l'équation [III.7] pour calculer le facteur de sécurité, on obtient :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad [\text{III.12}]$$

Si on remplace $W = \gamma hb$ avec $b = l \cos \alpha$ dans l'équation [III.12], on aura :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\gamma h \cos^2 \alpha - u) l \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad [\text{III.13}]$$

Cette équation représente l'expression du facteur de sécurité pour la méthode de FELLENIUS [1927]. Cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches et peuvent même amener à des valeurs négatives pour les contraintes effectives sur la surface de glissement. Mais, elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

Comme autres méthodes des tranches développées dans la littérature scientifique, on retrouve la méthode simplifiée de BISHOP [1955], la méthode simplifiée de JANBU [1956], la méthode suédoise modifiée, U.S. Army Corps of Engineers [1970], les méthodes de SPENCER [1967] et MORGENSTERN-PRICE [1965], etc. Toutes ces méthodes d'équilibre limite ont leur limitation, car elles sont fondées sur des hypothèses simplificatrices, telles que la division de la masse susceptible de glisser en tranches, le comportement du sol qui est supposé rigide parfaitement plastique, le facteur de sécurité F_s qui est supposé identique en chaque point du plan de glissement, la relation contraintes-déformations qui n'est pas prise en compte explicitement et pour des géométries complexes, des minima locaux peuvent ne pas être détectés.

Le tableau III.4 donne un bref résumé de certaines des méthodes d'analyses en tranches verticales fréquemment utilisées pour le calcul de la stabilité des pentes en tenant compte des hypothèses supplémentaires et des surfaces de rupture.

Méthodes	Surface de rupture	Hypothèses supplémentaires
FELLENIOUS [1936]	circulaire	- Négliger les forces inter-tranches $X = E = 0$ - Respecter l'équilibre des moments
BISHOP [1955]	circulaire	- Négliger les forces verticales entre les tranches $X = 0$ - Respecter l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger l'équilibre horizontal des forces
JANBU [1956]	arbitraire	- Forces entre les tranches sont horizontales $X = 0$ - Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales - Négliger l'équilibre des moments
MORGENSTERN et PRICE [1965]	arbitraire	- Forces entre les tranches sont parallèles entre elles - L'inclinaison θ varie linéairement à chaque tranche - $X = \lambda f(x)E$, avec $f(x)$ variant continuellement le long de la surface de glissement et λ le facteur d'échelle - Force normale agit au centre de la base de chaque tranche - Equilibre des forces horizontales et verticales ainsi que l'équilibre des moments sont respectés
SPENCER [1967]	circulaire	- Forces entre les tranches sont parallèles entre elles - L'inclinaison θ est constante - Force normale agit au centre de la base de chaque tranche - Equilibre des forces horizontales et verticales ainsi que l'équilibre des moments sont respectés

Tableau III.4 : Récapitulation de quelques méthodes des tranches

2.4- Méthodes de calcul de stabilité des pentes non saturées

Contrairement aux méthodes classiques de stabilité des pentes, les méthodes de stabilité des pentes non saturées font intervenir l'effet de la succion dans les critères de rupture. Nous avons montré dans le chapitre II que deux types de critères peuvent être utilisés actuellement : un critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la cohésion, qui consiste à considérer une cohésion apparente c_a due à la succion et un critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la contrainte normale, CUI et al. [2003]. En ce sens, deux critères de rupture de type Mohr-Coulomb, déjà développés dans le chapitre II, prenant en compte, d'une part, l'effet de

la succion dans la contrainte normale effective selon BISHOP et al. [1960] et, d'autre part, l'effet de la succion sur la résistance au cisaillement selon FREDLUND et al. [1978], peuvent être retenus :

$$\begin{aligned}\tau &= c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \text{ (BISHOP)} \\ \text{avec, } \sigma' &= (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \\ \tau &= c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \text{ (FREDLUND)} \\ \text{avec, } c_a &= (u_a - u_w) \tan \phi^b > 0\end{aligned}$$

Dans ce travail, nous nous basons sur le critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la cohésion pour montrer l'effet de la succion sur la résistance au cisaillement des sols et dans les méthodes de calcul de stabilité de type équilibre limite. En effet, ce critère est plus complexe, dans la mesure où l'angle ϕ^b n'est pas constant et que l'enveloppe de rupture dans le plan $(\tau, (u_a - u_w))$ n'est pas linéaire. Mais, il a l'avantage par rapport à l'approche de Bishop de faire apparaître la succion dans la cohésion apparente et il est largement utilisé dans les recherches développées récemment.

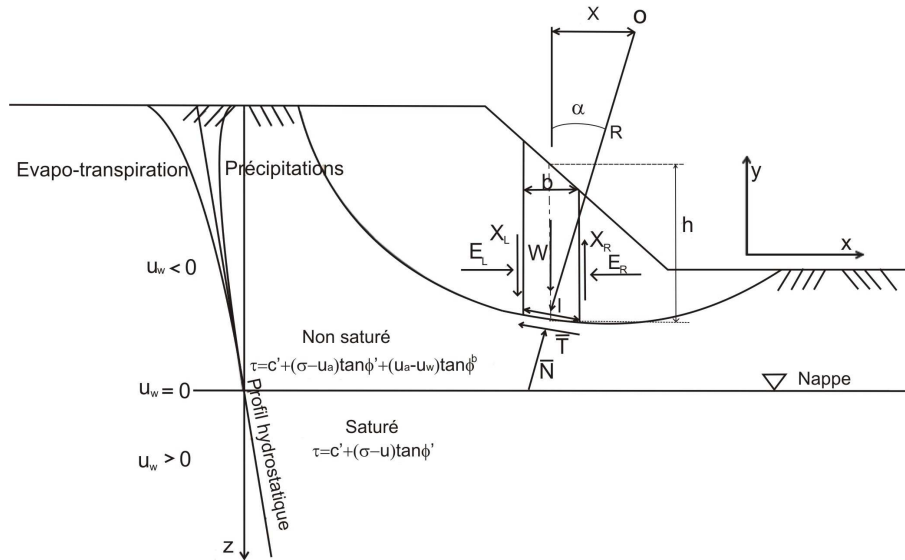


Figure III.4 : Efforts sur la tranche et répartition des pressions d'eau

Selon FREDLUND [1981a], deux approches peuvent être utilisées pour déterminer le facteur de sécurité :

- une première approche considérant que la succion augmente la cohésion comme suit :

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [\text{III.14}]$$

La force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche $\bar{T}$ garde la même forme que dans l'équation [III.2] et la cohésion est donnée cette fois-ci par l'équation [III.14]. Cette approche a l'avantage de garder la forme conventionnelle de l'équation de la force de cisaillement, et il est possible de développer un même programme pour résoudre le problème des sols saturés et non saturés, FREDLUND et al. [1981b].

- une deuxième approche utilisant l'équation de la contrainte de cisaillement des sols non saturés peut être définie comme suit :

La force de cisaillement ($\bar{T} = \tau_m l$) mobilisée à la base de la tranche devient :

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b] \quad [\text{III.15}]$$

Si on remplace $\bar{T}$ par sa valeur dans l'équation [III.3], on aura :

$$\begin{aligned} \bar{N} \cos \alpha + \frac{1}{F_s} [c' l + (\bar{N} - u_a l) \tan \phi' + (u_a l - u_w l) \tan \phi^b] \sin \alpha &= W - (X_R - X_L) \Rightarrow \\ \bar{N} &= \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' l \sin \alpha}{F_s} + \frac{u_a l \sin \alpha}{F_s} (\tan \phi' - \tan \phi^b) + \frac{u_w l \sin \alpha}{F_s} \tan \phi^b}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_s}} \quad [\text{III.16}] \end{aligned}$$

La pression d'air u_a est le plus souvent à la pression atmosphérique et est prise égale à zéro, l'équation [III.16] devient alors :

$$\bar{N} = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' l \sin \alpha}{F_s} + \frac{u_w l \sin \alpha}{F_s} \tan \phi^b}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_s}} \quad [\text{III.17}]$$

L'équilibre global des moments donne le facteur de sécurité F_m :

$M_{\text{moteur}} = M_{\text{résist}} \Rightarrow R \sum W \sin \alpha = R \sum \bar{T}$, si on remplace $\bar{T}$ par sa valeur de l'équation [III.15], on obtient :

$$\begin{aligned} \sum W \sin \alpha &= \sum \frac{1}{F_m} [c'l + (\bar{N} - u_a l) \tan \phi' + (u_a l - u_w l) \tan \phi^b] \\ \Rightarrow F_m &= \frac{\sum [c'l + \bar{N} \tan \phi' - u_a l (\tan \phi' - \tan \phi^b) - u_w l \tan \phi^b]}{\sum W \sin \alpha} \quad [\text{III.18}] \end{aligned}$$

L'équilibre global des forces donne le facteur de sécurité F_f :

L'équation [III.5] devient alors, en absence de tout chargement de la masse de sol étudié :

$$\begin{aligned} \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_f} [c'l + (\bar{N} - u_a l) \tan \phi' + (u_a l - u_w l) \tan \phi^b] \cos \alpha &= 0 \Rightarrow \\ F_f &= \frac{\sum [c'l \cos \alpha + \bar{N} \tan \phi' \cos \alpha - u_a l \cos \alpha (\tan \phi' - \tan \phi^b) - u_w l \tan \phi^b \cos \alpha]}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad [\text{III.19}] \end{aligned}$$

Quand le sol est saturé, $\phi^b = \phi'$ et la pression de l'air u_a est à la pression atmosphérique, les équations des sols non saturés deviennent les mêmes que les sols saturés et on retombe sur les équations [III.7] et [III.10] :

$$\begin{aligned} F_m &= \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \\ F_f &= \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \end{aligned}$$

Ainsi, on peut utiliser les mêmes équations pour les sols saturés et non saturés. ϕ^b est utilisé quand les pressions d'eau u_w sont négatives et ϕ' quand les pressions d'eau u_w sont positives.

2.5- Méthodes de calcul de stabilité des pentes sous séismes

La stabilité des pentes sous séisme a principalement été développée dans les études de barrages et dans les pentes naturelles. Dans cette partie, nous abordons principalement l'étude de la stabilité des pentes naturelles sous séismes et nous développons, à titre indicatif, la méthode

pseudostatique de TERZAGHI [1950] que nous allons utiliser par la suite dans la modélisation. Nous ne donnons pas les détails de toutes les méthodes développées dans la littérature scientifique telles que la méthode de NEWMARK et les méthodes dérivées, la méthode de SEED et les méthodes dérivées, etc. Pour plus de détails sur ces méthodes, nous suggérons les références suivantes : NEWMARK [1965], SEED [1966], SCHLOSSER et al. [1986], et DUNCAN et al. [2005].

2.5.1- Méthodes pseudostatiques de calcul à la rupture

La méthode pseudostatique de calcul à la rupture est l'approche la plus simple pour évaluer la stabilité des pentes sous séisme. Elle est dérivée de la méthode classique d'analyse de stabilité statique d'une pente en rupture circulaire (figure III.6). En effet, on considère que le chargement dû au séisme est représenté par une force statique, égale au poids du sol multiplié par un vecteur $\vec{k}$. Dans cette approche, le séisme est donc entièrement caractérisé par la donnée du vecteur $\vec{k} = \vec{a} / g$, qui peut être considéré abusivement comme une accélération (exprimée comme une fraction de l'accélération, g , due à la gravité) qui est produite par le séisme. Cette méthode a été introduite par TERZAGHI [1950] ; elle fut et demeure encore largement utilisée compte tenu des nombreux développements qui ont été faits en statique (méthode de BISHOP, méthode des perturbations, méthode en rupture non circulaire, ...), SCHLOSSER et al. [1986].

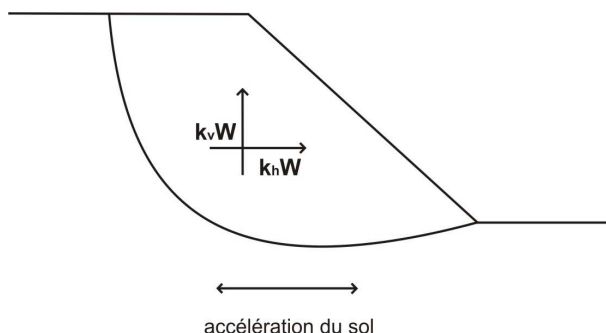


Figure III.5 : Analyse pseudostatique d'équilibre limite pour les charges sismiques

Le vecteur sismique $\vec{k}$ a deux composantes (figure III.5) : le coefficient sismique horizontal k_h dont la valeur est prépondérante et le coefficient sismique vertical k_v , souvent négligé, car la force sismique est prévue pour agir dans la direction horizontale seulement. Donc, le coefficient sismique représente habituellement une force horizontale. Les valeurs de k_h couramment utilisées aux Etats-Unis vont de 0.05 à 0.15 et au Japon de 0.15 à 0.25. Ce choix reste essentiellement empirique, sans être réellement calé sur l'expérience et sur les observations, SEED [1966a, 1966b, 1969], cité dans SCHLOSSER et al. [1986]. Ce choix empirique crée des difficultés

pour obtenir un coefficient sismique approprié donnant une valeur de facteur de sécurité acceptable. Le seul moyen de connaître les valeurs des coefficients sismiques k_h réellement à prendre en compte consiste à analyser la stabilité de talus historiques qui se sont rompus au cours de séismes, lesquels dépendront de l'intensité du séisme, la durée du séisme, le contenu fréquentiel. D'un point de vue très conservatif, on peut prendre pour k_h la valeur maximale de l'accélération horizontale dans la pente. Cependant, ce point de vue conduira à une évaluation très peu économique.

Toutefois, des chercheurs tels que TANIGUCHI et SASAKI [1985], cités dans SCHLOSSER et al. [1986], ont estimé dans le domaine des pentes naturelles, les valeurs des coefficients sismiques à partir de l'analyse d'un glissement de terrain de 270000 m³ provoqué par le séisme de Naganokon Seibu en 1984 au Japon. Les formules qu'ils ont établies sont les suivantes :

$$k = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \quad \text{[III.20]}$$

$$k = \frac{1}{3} \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)^{1/3} \quad \text{[III.21]}$$

2.5.2- Modification de l'analyse de stabilité en tenant compte du coefficient sismique

L'objectif de cette partie est de présenter la prise en compte du coefficient sismique k dans le calcul des méthodes classiques de stabilité des pentes. L'effet du coefficient sismique dans ces méthodes se traduit par la prise en compte ou non de ce coefficient dans la résistance au cisaillement du sol.

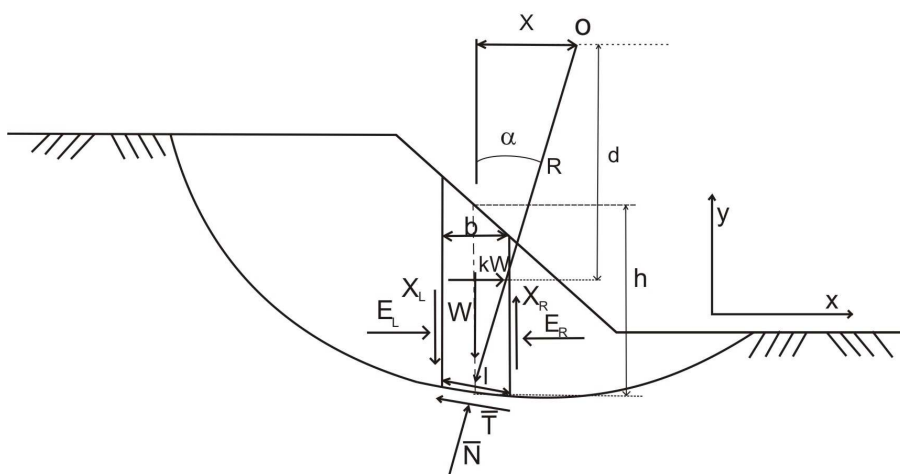


Figure III.6 : Analyse de stabilité sous séisme par la méthode des tranches

Les forces agissant sur la tranche peuvent être définies de la manière suivante :

Les mêmes forces vues au paragraphe 2.3.1,
 kW , force due à l'accélération horizontale,
 d , distance verticale entre le centre du cercle et le centre de gravité de la tranche.

Pour une tranche, les équations d'équilibre donnent :

- En projetant verticalement toutes les forces, on obtient :

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad [\text{III.22}]$$

Si on remplace $\bar{T}$ par sa valeur dans l'équation [III.22], on obtient :

$$\begin{aligned} \bar{N} \cos \alpha + \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \sin \alpha &= W - (X_R - X_L) \\ \Rightarrow \bar{N} &= \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (c'l - ul \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_s}} \end{aligned} \quad [\text{III.23}]$$

- En projetant horizontalement toutes les forces, on obtient :

$$\bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = kW - (E_R - E_L) \quad [\text{III.24}]$$

Si on remplace $\bar{T}$ par sa valeur dans l'équation [III.24], on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha &= kW - (E_R - E_L) \\ \Rightarrow \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha &= (E_R - E_L) - kW \end{aligned} \quad [\text{III.25}]$$

Considérons maintenant l'ensemble des tranches. L'équilibre global des moments donne le facteur de sécurité F_m :

$$R \sum W \sin \alpha + \sum kWd = R \sum \bar{T} \quad [\text{III.26}]$$

En remplaçant $\bar{T}$ par sa valeur dans l'équation [III.26], on obtient :

$$\begin{aligned} R \sum W \sin \alpha + \sum kWd &= R \sum \frac{1}{F_m} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \\ \Rightarrow F_m &= \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha + \sum \frac{k}{R} Wd} \end{aligned} \quad [\text{III.27}]$$

L'équilibre global des forces donne le facteur de sécurité F_f :

En absence de tout chargement de la masse de sol étudié ($\sum E_R - E_L = 0$ et $\sum X_R - X_L = 0$), l'équation [III.24] devient alors :

$$\bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = kW \quad [\text{III.28}]$$

En remplaçant $\bar{T}$ par sa valeur dans l'équation [III.28], on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{1}{F_f} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha &= kW \\ \Rightarrow F_f &= \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha + \sum kW} \end{aligned} \quad [\text{III.29}]$$

En absence de tout chargement de la masse de sol étudié, les équations [III.22] et [III.24] permettent de déterminer la valeur de $\bar{N}$ à remplacer dans les équations de F_m et F_f :

$$\begin{cases} \bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W \\ \bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = kW \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cos \alpha - kW \sin \alpha \quad [\text{III.30}]$$

En absence de force sismique, le coefficient sismique est nul ($k = 0$) et les équations [III.27] et [III.29] deviennent les mêmes que les équations [III.7] et [III.10] :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha}$$

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha}$$

2.6- Méthode des éléments finis

Comme nous avons mentionné précédemment, la méthode des éléments finis permet de calculer les contraintes et déformations dans le sol. Dans cette méthode, le facteur de sécurité n'est pas déterminé directement comme dans les méthodes basées sur l'équilibre limite. Mais, les contraintes obtenues dans la pente peuvent permettre de définir un facteur de sécurité en réduisant simplement les caractéristiques de résistance jusqu'à ce que la rupture se produise (comme par exemple la méthode de "c – ϕ réduction"). Dans un calcul numérique aux éléments finis, pour lequel les déformations doivent rester petites, il y a plusieurs façons de décréter la rupture d'un talus : lorsque le calcul ne converge pas (itérations liées au comportement non linéaire) ou lorsque les déformations atteignent des valeurs jugées inadmissibles. La méthode des éléments finis peut permettre également de mettre en évidence des mécanismes de rupture trop complexes pour la méthode d'équilibre limite et est largement appliquée avec succès dans les calculs de stabilité des pentes.

La méthode des éléments finis offre également la possibilité de prendre en compte l'effet de la succion et de la sismicité sur la stabilité des pentes. Cette prise en compte peut se faire via plusieurs approches : d'une part pour les effets de succion, l'approche par contrainte effective de Bishop en se basant sur BISHOP [1960] et l'approche par cohésion capillaire déterminée par essais mécaniques en sols non saturés selon FREDLUND et al. [1978] ; et d'autre part pour les effets de sismicité, la méthode dynamique prenant en compte des chemins de contraintes suivis par les différents points du massif, des lois de comportement élastique ou élastoplastique¹⁴ et le calcul de l'état des déformations correspondantes avec le principal avantage d'avoir la capacité de considérer la variabilité spatiale et temporelle des accélérations au sein du talus, en d'autres termes les effets de site. Ces approches plus rigoureuses requièrent de nombreux paramètres mécaniques dont la détermination est souvent complexe.

¹⁴ Rappelons que, dans un problème d'élastoplastique, pour un chargement croissant :
 - la première apparition de zones plastiques, dont la déformation est contenue par les zones restées élastiques, marque la frontière du domaine élastique et l'amorce d'un mécanisme de ruine ;
 - les zones plastiques s'étendent ensuite et l'on atteint un stade dans lequel les déformations plastiques ne sont plus contenues. C'est la ruine plastique ou limite d'écoulement plastique, situation dans laquelle nous considérons que la rupture du talus est consommée.

3.- Conclusion

Diverses techniques d'équilibre limite les plus classiques en stabilité des pentes ont été analysées dans ce chapitre. A partir de cette analyse, nous avons procédé à une modification du critère de base de Mohr-Coulomb pour étudier les influences de la succion et de la sismicité sur la stabilité des pentes.

En effet, nous avons, d'une part, considéré un critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la cohésion, qui consiste à considérer une cohésion apparente c_a due à la succion dans la résistance au cisaillement des sols et voir l'influence de cette succion sur la stabilité des pentes, et d'autre part, tenu compte de la force sismique due à l'accélération horizontale agissant sur la tranche qui apporte une modification ou non à la résistance au cisaillement et analysé l'influence du coefficient sismique sur cette stabilité. L'objectif de ce travail est de modéliser ces approches classiques poussées à leur limite pour étudier la stabilité sous les effets de succion et de sismicité.

Des méthodes par éléments finis ont été brièvement abordées dans cette partie. Ces méthodes, plus rigoureuses, nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif en plus de celles de résistance. Les paramètres mécaniques délicats requis pour l'utilisation des méthodes par éléments finis font que les méthodes classiques d'équilibre limite sont encore largement utilisées. Et grâce aux avancées numériques réalisées dans les méthodes d'équilibre limite donnant la possibilité d'analyser un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches (à la rupture et en déformation) sont assez concordantes.

Dans le chapitre suivant, nous présentons principalement les différentes techniques expérimentales à adopter pour évaluer le coefficient sismique et déterminer le phénomène de succion liés à la stabilité.

CHAPITRE IV : TECHNIQUES EXPÉRIMENTALES

1.- Introduction

L'objectif général de ce chapitre consiste à recenser les différentes méthodes expérimentales (méthodes géophysiques et méthodes géotechniques en sols non saturés) à utiliser dans ce travail en examinant leur application dans le cas de l'étude du glissement de Kenscoff-Mahotièrre. Ces méthodes répertoriées vont permettre principalement de déterminer dans le cas de cette étude les paramètres d'éléments déclencheurs (sismicité) ainsi que ceux d'éléments stabilisants (suction) nécessaires à la compréhension du phénomène de stabilité des pentes.

Ce chapitre est focalisé sur une synthèse des diverses techniques expérimentales développées dans la littérature sur ces différentes méthodes.

2.- Méthodes Géophysiques

Les méthodes géophysiques de sub-surface, qui permettent d'investiguer simultanément un grand volume de sol, deviennent particulièrement intéressantes dans le cas de sols comportant des particules de dimensions millimétrique à métrique. Leur coût relativement modéré, ainsi que leur rapidité de mise en œuvre, peuvent permettre de caractériser des terrains hétérogènes et de détecter des variations latérales en termes de propriétés géophysiques. Les paramètres géophysiques potentiellement utilisables pour caractériser les sols sont :

- la résistivité électrique (ρ),
- la vitesse de propagation dans le sol des ondes de compression (V_p),
- la vitesse de propagation dans le sol des ondes de cisaillement (V_s),
- la fréquence de résonance (f_0).

2.1- Mesures de la résistivité électrique

Les méthodes électriques consistent à mesurer le potentiel induit par l'injection dans le sol d'un courant continu au moyen d'électrodes métalliques plantées en surface, REY [2005]. Les mesures directes de type sondage et tomographie électriques permettent de déterminer la résistivité électrique. Ces mesures directes sont basées sur la loi d'Ohm, loi physique permettant de relier l'intensité du courant électrique traversant un dipôle électrique à la tension à ses bornes.

2.1.1- Sondage électrique

Le sondage électrique apporte des informations quantitatives à la verticale du point de mesure. Lorsque le terrain est électriquement homogène, son interprétation permet d'obtenir l'épaisseur et la résistivité vraie de chacune des couches de terrain à l'aplomb du centre de sondage. Dans le cas contraire, on retrouve l'épaisseur et une résistivité apparente qui est le résultat des interactions de résistivités vraies des différentes formations en présence dans le sol.

En principe, une mesure de résistivité nécessite un dispositif à quatre électrodes (Figure IV.1). Reliés à un générateur, deux électrodes, dites de courant (C_1 , C_2), font circuler dans le sol un courant continu d'intensité fixée I et contrôlée par un ampèremètre. La différence de potentiel ΔV induite dans le sol par la circulation de ce courant est mesurée par un voltmètre relié aux deux électrodes dites de potentiel (P_1 , P_2). La résistivité électrique apparente est déterminée au moyen de la loi d'Ohm (équation [IV.1]). L'ensemble (ampèremètre + voltmètre, éventuellement générateur de courant) est appelé résistivimètre, REY [2005].

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I} \quad \text{[IV.1]}$$

où ρ_a , résistivité électrique apparente,
 K , facteur dépendant de l'écartement entre les électrodes,
 ΔV , différence de potentiel mesurée,
 I , intensité du courant continu injecté dans le sol.

Il existe plusieurs configurations de disposition d'électrodes dans la littérature scientifique (Wenner¹⁵, Schlumberger¹⁶, dipôle-dipôle¹⁷, pôle-pôle¹⁸, etc.). Le choix d'un dispositif dépendra des avantages et recommandations de ce dispositif pour le terrain étudié.

¹⁵ Dispositif recommandé pour les structures horizontales. Profondeur d'investigation faible. Nombre de points à l'acquisition faible par rapport aux autres dispositifs.

¹⁶ Dispositif recommandé pour les structures horizontales et verticales. Profondeur d'investigation est d'environ 10% plus élevée qu'avec le Wenner. Nombre de points à l'acquisition plus grand que pour le Wenner.

¹⁷ Dispositif recommandé pour les structures verticales. Profondeur d'investigation plus grande que pour le Wenner et le Schlumberger. Nombre de points à l'acquisition plus grand que pour le Wenner et le Schlumberger. Nécessite des appareils sensibles et un bon couplage des électrodes avec le sol et peut être utilisé pour de la 3D.

¹⁸ Profondeur d'investigation la plus profonde. Faible résolution et nécessite de mettre deux électrodes à l'infini. Très sensible au bruit et surtout utile en 3D, car grand nombre de points à l'acquisition.

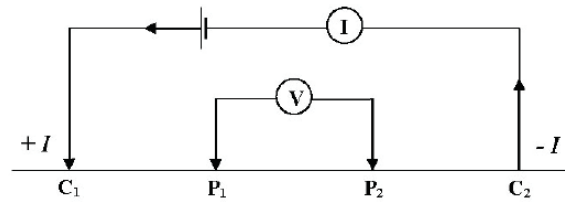


Figure IV.1 : Schéma général d'une mesure de résistivité du sol utilisant un dispositif à quatre électrodes, REY [2005]

2.1.2- Tomographie électrique

La tomographie électrique permet d'obtenir une image électrique du sous-sol, c'est-à-dire une coupe de la résistivité en fonction de la profondeur en mesurant le profil de résistance pour différentes combinaisons d'électrodes de courant et de potentiel enfoncées dans le sol. Les valeurs des mesures de résistivités apparentes, obtenues pour chaque quadripôle, sont reportées dans le plan vertical appelé pseudo-section (figure IV.2). Cette dernière est la première étape dans l'interprétation des données en tomographie électrique et conduit à une image pour laquelle les valeurs de résistivité et celles de profondeur ne sont pas correctes.

Afin d'obtenir la résistivité réelle du sol en fonction de la vraie profondeur, la pseudo-section doit être inversée. Cette inversion est réalisée suivant un processus itératif qui minimise l'écart entre la pseudo-section calculée pour un modèle de sol et la pseudo-section mesurée, celui-ci étant généralement quantifié par une fonction RMS (Root Mean Square). Le modèle de sol obtenu au terme de l'inversion constitue une solution acceptable, mais qui n'est pas nécessairement unique pour représenter la résistivité réelle du sol.

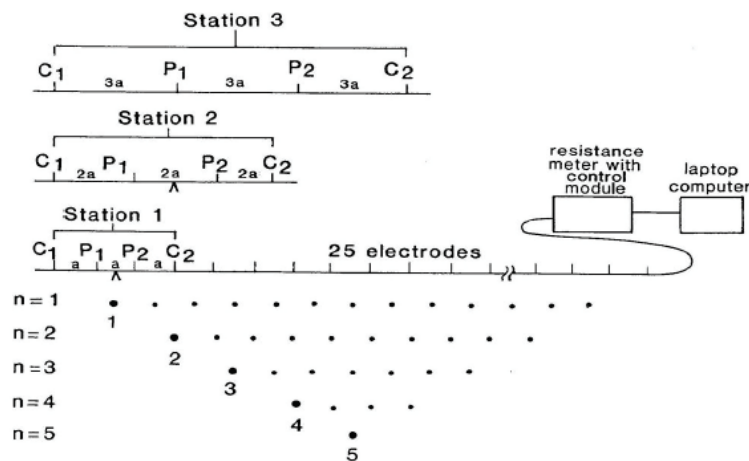


Figure IV.2 : Instrumentation et séquence de mesure nécessaires à l'obtention de la pseudo-section (ici en dispositif Wenner), BARKER [1979]

2.2- Mesures de la vitesse des ondes sismiques

Les méthodes sismiques utilisent la propagation des ondes mécaniques dans le sous-sol générée par un coup de marteau ou l'explosion d'une charge de la poudre noire, pour déterminer la distribution de vitesse et ainsi localiser les interfaces entre matériaux différents. Une unité de l'enregistrement enregistre les vibrations propagées pour ensuite calculer le profil entre la surface et les interfaces. On distingue deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume (ondes de compression¹⁹ P, de cisaillement²⁰ S) et les ondes de surface (ondes de Rayleigh²¹, de Love²²). La figure IV.3 montre la propagation de ces types d'ondes à travers des sols. Dans le cadre de ce travail, nous nous attacherons précisément à déterminer la propagation des ondes P et des ondes S.

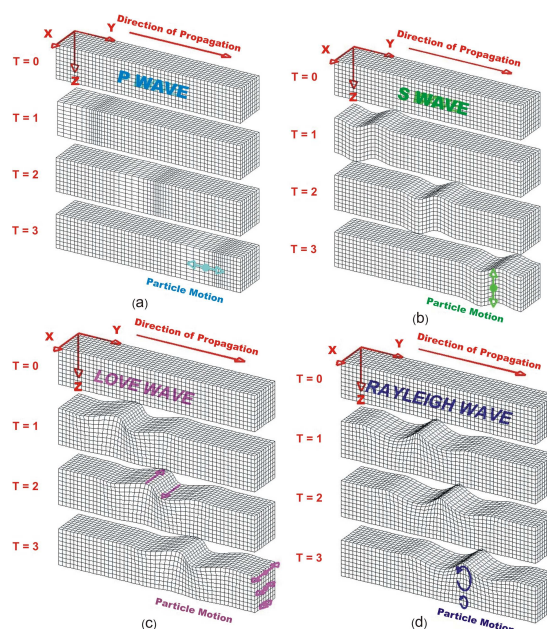


Figure IV.3 : Propagation des ondes sismiques de volumes en (a) compression P, (b) cisaillement S et propagation des ondes sismiques de surface (c) Love, (d) Rayleigh (<http://www.eas.purdue.edu/~braile/edumod/slinky/slinky4.doc>)

¹⁹ Ondes primaires possédant un mouvement particulier dans la direction de propagation de l'onde qui consiste en une alternance de compression et de dilatation (mouvement oscillatoire).

²⁰ Ondes secondaires ou ondes transversales de vitesses plus faibles que celles des ondes P et arrivent généralement en seconde position. Leur effet va ébranler le sol verticalement et horizontalement (mouvement ondulatoire).

²¹ Ondes résultant d'interférences entre les ondes P et les ondes SV (SV - mouvement situé dans le plan vertical) réfléchies aux interfaces telles que la surface libre. Leur direction se situe dans le plan vertical. Leur mouvement suit une trajectoire elliptique rétrograde.

²² Ondes voyageant plus rapidement que les ondes de Rayleigh. Elles sont polarisées dans le plan horizontal et se propagent dans le plan vertical (combinaison de mouvements ondulatoire et oscillatoire). Elles résultent d'interférences entre ondes SH (SH - mouvement situé dans le plan horizontal).

2.2.1- Sismique réfraction

La sismique réfraction, basée sur les propriétés de réfraction des ondes sismiques, similaires aux lois de Snell-Descartes²³ en optique, permet d'identifier les interfaces séparant les zones de vitesses différentes. Elle mesure la vitesse des ondes de volume, dans notre cas la vitesse de l'onde de compression P, V_p (équation [IV.2]). Donc, elle consiste à pointer les premières arrivées sismiques sur les sismographes, enregistrant les signaux reçus par les géophones. Chaque pointage s'aligne dans un diagramme, temps d'arrivée du front d'onde et distance du géophone, qui forme les courbes dromochroniques (figure IV.4). En présence de plusieurs couches, la pente du premier front d'onde permet de déterminer la vitesse de l'onde directe et d'en déduire la profondeur de la première couche. Tandis que celle du deuxième front donne la vitesse de l'onde réfractée et la profondeur dans la seconde couche et ainsi de suite. Les caractéristiques du dromochronique (pente et ordonnée à l'origine), selon différents modèles, permettent d'interpréter la structure du sol en termes de vitesse de compression et de profondeur. Les dromochroniques analysables sont celles pour lesquelles les différentes couches ont des vitesses croissantes en fonction de la profondeur ($V_1 < V_2 < V_3 \dots < V_n$).

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}\mu}{\rho}} \quad [IV.2]$$

où K , module d'incompressibilité,
 μ , module de cisaillement,
 ρ , masse volumique du corps.

Cette méthode est bien adaptée pour la reconnaissance à faible et moyenne profondeur.

²³ Lois de réflexion et de réfraction. Lorsqu'un rayon incident traversant un milieu homogène et isotrope d'indice de réfraction n_1 rencontre une surface réfléchissante, ce rayon incident va se séparer à la fois en rayon réfléchi dans le premier milieu et en rayon réfracté dans le second milieu d'indice de réfraction n_2 . L'angle i que forme le rayon incident avec la normale à la surface est appelé angle d'incidence. Le rayon réfléchi forme un angle équivalent à l'angle d'incidence et le rayon réfracté forme un angle r lié à l'angle d'incidence par la formule : $n_1 \sin i = n_2 \sin r$. En optique, l'indice de réfraction n d'un milieu désigne le rapport c/v où c est la vitesse de la lumière dans le vide et v la vitesse de la lumière dans le corps transparent. Cet indice est également d'application en sismique et la loi de Snell-Descartes se réduit à : $\frac{\sin i}{v_1} = \frac{\sin r}{v_2}$, avec v_1 , vitesse sismique du premier milieu et v_2 , vitesse sismique du second milieu.

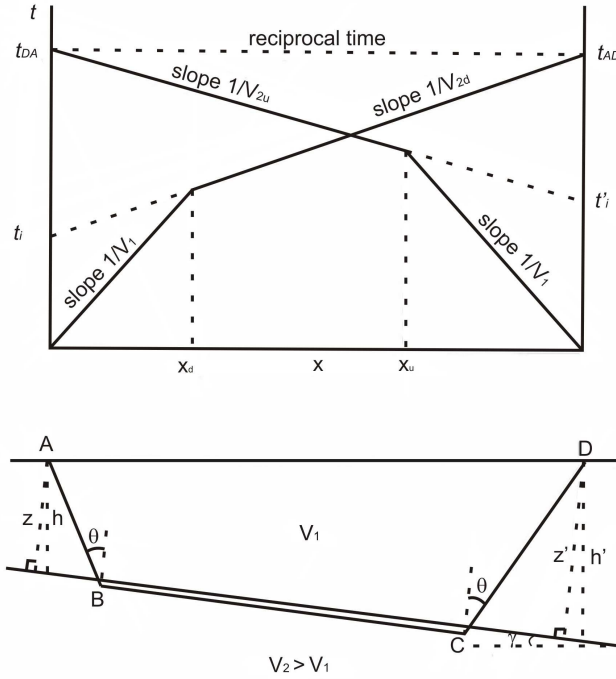


Figure IV.4 : Dromochronique et modèle de sol associé pour un milieu bicouche avec interface incliné, REY [2005]

2.2.2- Sismique MASW 1D

La sismique MASW 1D (Multichannel Analysis of Surface Waves) permet quant à elle de déterminer les vitesses de cisaillement, V_s (équation [IV.3]), à partir des ondes de Rayleigh (équation [IV.4]) qui combinent à la fois les caractéristiques des ondes de compression et des ondes de cisaillement.

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad [\text{IV.3}]$$

$$V_R = \frac{1.12\nu + 0.87}{1 + \nu} V_s \quad [\text{IV.4}]$$

$$0.9V_s < V_R < 0.94V_s \quad [\text{IV.5}]$$

où V_R , vitesse de propagation de l'onde de Rayleigh,
 ν , coefficient de Poisson,
 V_s , vitesse de propagation de l'onde de cisaillement.

La vitesse de phase des ondes de Rayleigh se révèle ainsi étroitement liée à la vitesse de cisaillement V_s et au coefficient de Poisson ν du milieu, BODET [2005]. En prenant une gamme de valeur ν réaliste ($0.22 < \nu < 0.4$), la relation [IV.5] montre que la vitesse des ondes de Rayleigh est légèrement inférieure à celle des ondes S. Cette relation entre V_R et V_s est mise à profit pour l'évaluation des ondes S qui sont difficiles à générer et à identifier.

Considérant que la vitesse de cisaillement V_s dépend du module de cisaillement μ (équation [IV.3]), la vitesse de Rayleigh V_R est également fonction des caractéristiques mécaniques des sols.

En réalité, les ondes de Rayleigh sont des ondes guidées qui se propagent à la surface du sol sur une épaisseur proche d'une longueur d'onde (amortissement énergétique en surface de l'onde de surface, $1/\sqrt{r^2}$; ceux des ondes S et P, $1/r^2$). Elles sont plus faciles à générer et à mesurer à la surface. De plus, d'après WOODS [1968], 67% de l'énergie d'une source vibrante verticalement se propage en onde de Rayleigh, 26% en ondes de cisaillement et 7% en onde de compression. Donc, elles sont les plus énergétiques aux abords de la surface.

Les ondes de Rayleigh sont dites dispersives et leur courbe de dispersion des vitesses de phase (ou de groupe) peut être calculée à partir des sismogrammes, HERMANN [1987], SOCCO et STROBBIA [2004]. En effet, les ondes de Rayleigh se propagent dans un milieu constitué de plusieurs couches de caractéristiques différentes et leur vitesse varie en fonction de leur fréquence. Ce phénomène est appelé dispersion et s'explique par le fait que les ondes à haute fréquence pénètrent moins profondément que les ondes à basse fréquence dans un milieu. En d'autres termes, plus la fréquence est élevée et plus la longueur d'onde est faible, plus les informations sont superficielles (figure IV.5b) alors que plus la fréquence est basse et la longueur d'onde est grande, plus les informations sont profondes (figure IV.5c). Cette propriété est notamment utilisée par la méthode MASW 1D pour déterminer la courbe de dispersion. Cette courbe (figures IV.5d et IV.5e) représentant la courbe de vitesse de phase (diagramme vitesse/fréquence), obtenue après calcul du transformé de Fourier, permet de déterminer une distribution des vitesses de cisaillement (V_s) et des caractéristiques mécaniques des terrains en profondeur (z). Cette distribution V_s en fonction de z (figure IV.5a) est obtenue par inversion de la courbe de dispersion à partir de la méthode des moindres carrés.

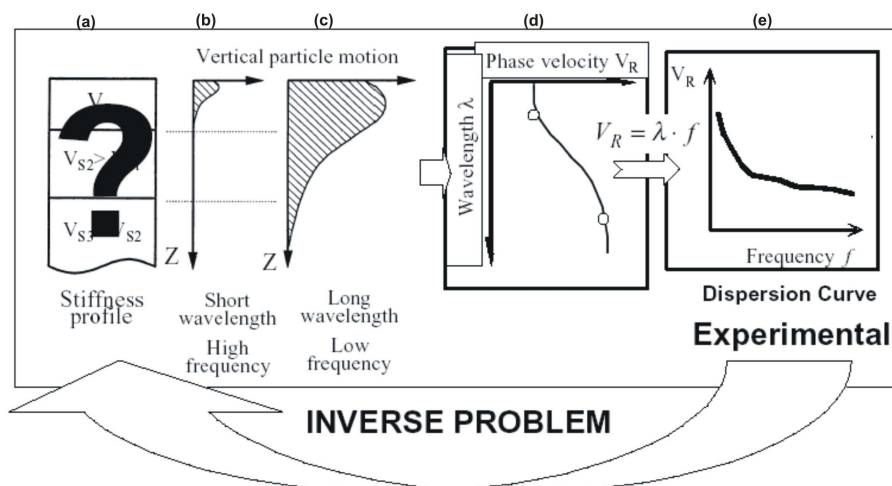


Figure IV.5 : Distribution du mouvement vertical des particules dans un demi-espace homogène infini en fonction de la profondeur, pour deux ondes de Rayleigh de longueur d'onde différente, BITRI [2011]

2.3- Mesures H/V

De nombreuses techniques théoriques, numériques ou instrumentales ont été développées pour estimer les effets de site²⁴ lithologiques. Les techniques expérimentales font généralement appel à un site de référence, c'est-à-dire un site rocheux n'amplifiant pas le mouvement sismique. Ce site rocheux n'est pas toujours présent sur les zones d'études, ce qui peut engendrer des erreurs dans les estimations des effets de site. C'est pourquoi, des techniques plus récentes, ne faisant pas intervenir de site de référence, ont été mises au point, LERMO et CHAVEZ-GARCIA [1993]. L'une de ces techniques consiste, à partir de l'enregistrement du bruit de fond ambiant, à calculer le rapport spectral entre les composantes horizontales et la composante verticale : c'est la méthode appelée couramment H/V, NOGOSHI et al. [1971], NAKAMURA [1989 et 1996].

²⁴ Phénomène d'emprisonnement et d'amplification des ondes au sein d'un bassin sédimentaire. Cet effet correspondant à une modification locale du mouvement sismique dû :

- à la géologie superficielle (géométrie et caractéristiques mécaniques des couches) : effet de site lithologique ;
- à la topographie : effet de site topographique.

L'effet de site induit une modification importante et locale du contenu fréquentiel et de l'amplitude du signal. Cet effet local peut aggraver les dommages potentiels lors d'un séisme.

Les principes physiques sous-tendus par cette méthode ne sont actuellement pas tous bien cernés. Cependant, de nombreuses expériences ont comparé cette méthode avec des méthodes classiques et ont montré sa capacité à évaluer la fréquence propre du site puis, en conjonction avec d'autres éléments, les effets de site proprement dits, LACHET et BARD [1994] ; FIELD et JACOB [1995]. L'explication la plus communément admise est la suivante : soit un modèle très simple constitué d'une couche meuble (souvent sédimentaire) surmontant un demi-espace homogène (substratum sismique). Le bruit de fond est engendré par des sources proches comme le trafic urbain et donc composé d'ondes de surface. Seules les composantes horizontales sont amplifiées par les réflexions sur les interfaces des couches sous-jacentes. La composante verticale du bruit de fond contient, elle, la signature des sources de bruit. On suppose également que la base de la couche sédimentaire n'est pas affectée par les ondes de surface. Selon ces hypothèses, un effet de site est dû à la présence d'une couche meuble surmontant une couche rocheuse et l'énergie du bruit de fond est principalement constituée des ondes de Rayleigh. L'épaisseur de la couche meuble va jouer sur la fréquence de résonance du site et le contraste de vitesse de cette couche sur l'amplitude du mouvement sismique (figure IV.6).

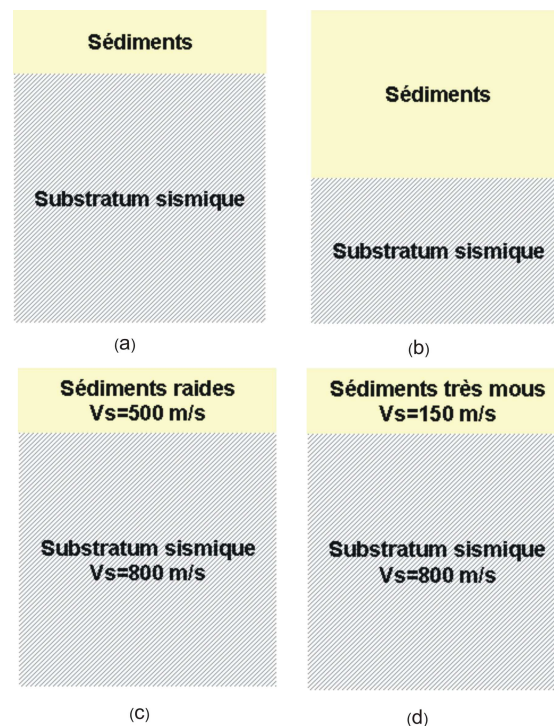


Figure IV.6 : Effets de site lithologique : influence de l'épaisseur de la couche superficielle (a) couche fine - résonance à haute fréquence, (b) couche épaisse - résonance à basse fréquence ; Influence du contraste de vitesse (c) couche rapide - amplification faible, (d) couche lente - amplification importante, ROULLÉ [2012]

Dans ces conditions, il est possible d'estimer l'effet de la source sur l'amplitude A_S , l'effet de site S_E et l'effet de site modifié S_M (équations [IV.6], [IV.7] et [IV.8]).

$$A_S = \frac{V_S}{V_B} \quad [\text{IV.6}]$$

$$S_E = \frac{H_S}{H_B} \quad [\text{IV.7}]$$

$$S_M = \frac{S_E}{A_S} = \frac{\frac{H_S}{H_B}}{\frac{V_S}{V_B}} = \frac{H_S}{V_S} \quad [\text{IV.8}]$$

où V_S , spectre de l'amplitude de la composante verticale du mouvement du sol à la surface,

V_B , spectre de l'amplitude de la composante verticale du mouvement du sol au socle rocheux,

H_S , spectre de l'amplitude de la composante horizontale du mouvement du sol à la surface,

H_B , spectre de l'amplitude de la composante horizontale du mouvement du sol au socle rocheux,

$$\frac{H_B}{V_B} = 1, \text{ pour une grande gamme de fréquences par expérience.}$$

Pour obtenir une pseudo-fonction de transfert à l'aide du bruit de fond, en s'affranchissant de l'effet de source, on divise donc le spectre d'une composante horizontale par le spectre de la composante verticale (équation [IV.8]). Ce rapport donne avec une bonne précision la fréquence de résonance fondamentale du site (ou fréquence propre), mais également une amplification spectrale relative qui dépend notamment du mode de traitement du signal.

En définitive, la réalisation de mesures ponctuelles H/V permet, en première approche, de déterminer en chaque point de mesure la fréquence propre du sol.

Lorsque la géométrie du site peut être assimilée à un milieu mono-dimensionnel, on peut relier l'épaisseur d'une couche sédimentaire meuble (ayant un fort contraste d'impédance avec le substratum rocheux) à sa fréquence de résonance fondamentale f_0 par l'expression :

$$H = \frac{V_s}{4 f_0} \quad [\text{IV.9}]$$

où H , épaisseur moyenne de la couche meuble,

V_s , vitesse moyenne de propagation des ondes S dans la couche meuble,

f_0 , fréquence de résonance fondamentale de la couche meuble.

La connaissance de deux paramètres permet donc d'estimer le troisième et l'intérêt de cette formule est de pouvoir comparer les fréquences f_0 aux V_s .

En milieu multicouche, la détermination de la fréquence de résonance est plus complexe, donc pas de formule simple.

2.4- Synthèse des méthodes sismiques

Comme nous l'avons mentionné au paragraphe 2.2, les ondes de compression P et les ondes de cisaillement S seront analysées dans la partie expérimentale. Bien que ces deux types d'ondes puissent se propager au travers des sols, l'onde S présente certaines propriétés qui la rendent plus applicables à l'étude des sols. Dans un sol saturé, les ondes S se propagent principalement à travers la phase solide étant donné que l'eau ne transmet pas les contraintes de cisaillement. En revanche, l'eau transmet bien les ondes P et leur propagation a donc lieu à la fois au travers des phases solide et liquide. Ceci signifie que la vitesse de compression V_p est également dépendante de l'eau qui se trouve dans les pores du sol. Dans notre travail, nous mettrons beaucoup plus accent sur l'analyse des ondes de cisaillement à travers des méthodes MASW 1D et H/V afin de déterminer le comportement sismique du site d'études.

3.- Techniques de contrôle et de mesure de la succion

Expérimentalement, le contrôle et la mesure de la succion dans les échantillons peuvent être réalisés selon différentes techniques. Dans cette partie, une synthèse des diverses techniques développées dans la littérature scientifique en géotechnique non saturée est faite en montrant la gamme de valeurs couverte par chacune d'elles. Dans ces techniques expérimentales, les succions déterminées pour différents teneurs en eau permettent d'obtenir la courbe de rétention d'eau des sols.

3.1- Technique de contrôle de la succion

3.1.1- Contrôle par plaques tensiométriques

La méthode des plaques tensiométriques (figure IV.7a) est l'une des premières techniques utilisées. Elle consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse céramique saturée d'eau, connectée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube en U, DELAGE et al. [2001a]. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau. Cette technique permet de générer la gamme de faibles suctions entre 0 et 10 kPa (1m d'eau) et nécessite un bon contact de la plaque et l'échantillon.

L'eau ne pouvant être mise sous tension que jusqu'à sa limite de cavitation, dans des conditions normales, ce système se limite au domaine de succion comprise entre 0 et 80 kPa .

Le dispositif, illustré à la figure IV.7b, montre qu'on peut imposer la succion par une pompe à vide et le tube en U rempli de mercure sert de manomètre. Ce dispositif peut permettre également de mesurer la succion d'un échantillon non saturé dans la gamme tensiométrique, en appliquant le vide nécessaire pour n'obtenir aucun mouvement du ménisque d'eau dans le tube horizontal, DELAGE et al. [2001a].

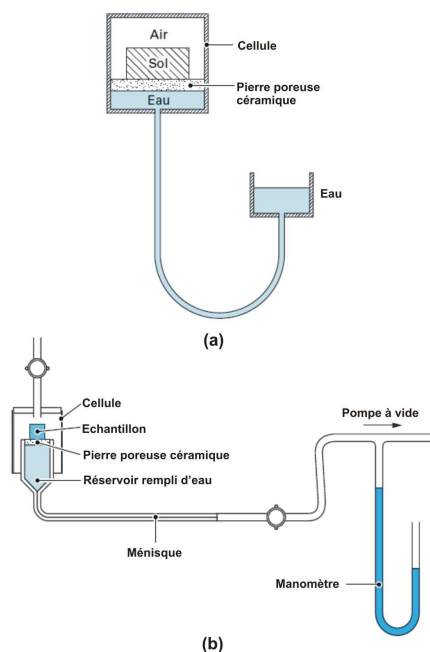


Figure IV.7 : (a) Principe de la plaque tensiométrique (faible succion) et (b) plaque tensiométrique, DELAGE et al. [2001a]

3.1.2- Contrôle par phase vapeur

La technique de contrôle de succion par phase vapeur est basée sur la loi de Kelvin [IV.10]. Cette loi décrit que la succion ψ , représentant la pression négative de l'eau par rapport à l'air qui est à la pression atmosphérique, peut être reliée à l'humidité relative h de l'atmosphère quand il existe l'équilibre de l'eau liquide avec sa vapeur en condition isotherme.

$$\psi = \frac{\rho_w \times RT}{M} \ln \left(\frac{P_v}{P_{vs}} \right) = \frac{\rho_w \times RT}{M} \ln h \quad [\text{IV.10}]$$

où, P_v , la pression partielle de la vapeur d'eau,
 P_{vs} , la pression de la vapeur d'eau saturante,
 T , la température,
 R , la constante des gaz parfaits,
 M , la masse molaire de l'eau et,
 ρ_w , la masse volumique de l'eau.

Cette technique, dont le principe est illustré à la figure IV.8, consiste à placer un échantillon dans une enceinte confinée où règne une humidité contrôlée dans un dessiccateur, et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à équilibre. L'humidité relative peut être imposée, en plaçant dans un dessiccateur, soit une solution saline saturée dont les concentrations sont connues, soit une solution d'acide sulfurique. La première est plus simple d'emploi et moins dangereuse, DELAGE et al. [2001a]. Cette méthode permet de générer le domaine de fortes succions (quelques centaines de MPa). La liste des sels utilisés avec l'humidité relative en condition de température contrôlée à 20°C est présentée au tableau IV.1.

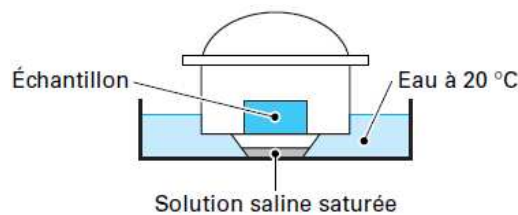


Figure IV.8 : Contrôle de succion par phase vapeur, à l'aide d'un dessiccateur et d'une solution saline saturée, DELAGE et al. [2001a]

Sel	Succion (MPa)	Humidité relative (%)
K ₂ SO ₄ ²⁵	4.2	97
ZnSO ₄ , 7H ₂ O ²⁶	12.6	91,3
(NH ₄) ₂ SO ₄ ²⁷	29	81
NaCl ²⁸	37.8	76
NaNO ₂ ²⁹	57.3	66
Mg(NO ₃) ₂ ³⁰	82.4	55
K ₂ CO ₃ ³¹	137.8	44
KCH ₃ CO ₂ ³²	182.1	20
KOH ³³	331.9	9

Tableau IV.1 : Relation humidité relative - succion - nature du sel (en solution aqueuse saturée), DELAGE et al. [2001a]

3.1.3- Contrôle osmotique

La technique osmotique (figure IV.10) permet de générer une gamme de succions intermédiaires, plus faibles que celle par phase vapeur. Dans cette technique, le contrôle de la succion se fait sur le principe de l'osmose dans lequel deux solutions de concentrations différentes mises en contact par une membrane semi-perméable s'équilibrent par transfert de solvant (en l'occurrence l'eau).

En effet, un échantillon entouré d'une membrane semi-perméable est placé dans un bain de solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) posé sur un agitateur magnétique. Cette solution de PEG (le plus fréquemment utilisé est le 20000 *Da* ($1 \text{ Dalton} = 1.6605 \times 10^{-24} \text{ g}$) correspond à une succion donnée (figure IV.9) et l'échantillon au départ est saturé en eau pour une succion nulle. Ces molécules volumineuses de polyéthylène glycol ne peuvent pas traverser la membrane tandis que l'eau le peut. Cela entraîne des transferts d'eau à travers la membrane depuis l'échantillon vers la solution de PEG. L'échantillon est progressivement désaturé jusqu'à l'équilibre. La succion dans l'échantillon est égale à la succion imposée. Pour que cette succion imposée reste constante au cours de l'essai, le volume de la solution PEG doit être suffisamment grand pour que les échanges d'eau n'entraînent pas de variations importantes de la concentration de la solution.

-
- ²⁵ Sulfate de sodium ;
²⁶ Sulfate de zinc ;
²⁷ Sulfate d'ammoniac ;
²⁸ Chlorure de sodium ;
²⁹ Nitrite de sodium ;
³⁰ Nitrate de magnésium ;
³¹ Carbonate de potassium ;
³² Acétate de potassium ;
³³ Hydroxyde de sodium.

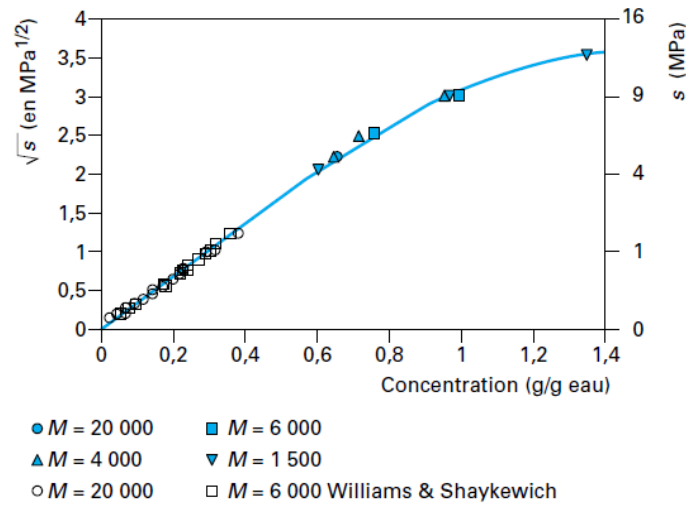


Figure IV.9 : Technique osmotique - relation entre succion et concentration, WILLIAMS et al. [1969], cités dans DELAGE et al. [2001a]

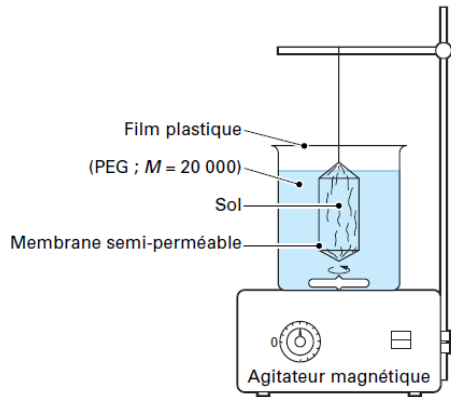


Figure IV.10 : Mise en œuvre de la technique osmotique, DELAGE et al. [2001a]

3.1.4- Contrôle par translation d'axes

Au lieu de maintenir une pression d'eau négative et la pression d'air nulle, comme dans les méthodes précédentes, la technique par translation d'axes consiste à appliquer à l'échantillon une pression d'air plus haute que la pression atmosphérique (une surpression), tout en maintenant la pression de l'eau nulle. Cette pression d'air étant fixée à une valeur positive supérieure à la pression d'eau, il en résulte artificiellement donc que la valeur de la succion est connue et égale à cette pression :

$$s = u_a - u_w = u_a - 0 = u_a > 0 \quad [\text{IV.11}]$$

Cette technique permet de placer l'échantillon sur une pierre poreuse saturée, à haute entrée d'air, qui restera saturée même si la pression d'air imposée devient élevée. Elle consiste à mettre le sol sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons centimétriques tels que celui illustré à la figure IV.11, connu sur le nom de « Cellule de Richards ». Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait rapidement l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée sa teneur en eau sous la succion imposée, DELAGE et al. [2001a]. La précision des mesures dépend du bon contact entre le sol et la pierre poreuse. Cette méthode de surpression d'air est limitée à une gamme de succion inférieure à 1.5 MPa, ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé. Cette limite a pu être repoussée à plusieurs dizaines de mégapascals dans le cadre d'études de la rétention des matériaux très plastiques pour l'étude des barrières ouvragées pour le stockage des déchets nucléaires réalisées en Espagne, VILAR [1995].

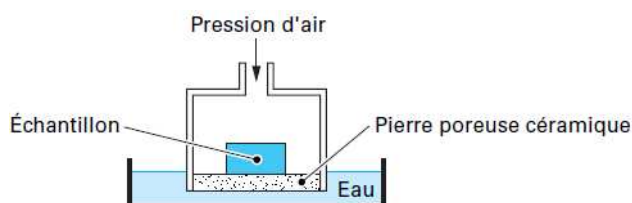


Figure IV.11 : Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe, DELAGE et al. [2001a]

3.2- Technique de mesure de la succion

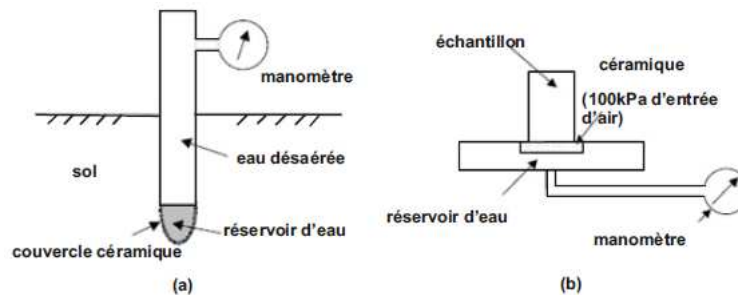
3.2.1- Mesure tensiométrique de la succion

Le tensiomètre est un appareil simple, précis et très utilisé pour mesurer la succion. Il est constitué par un petit réservoir d'eau désaérée dont une extrémité est recouverte par une couche céramique poreuse imperméable à l'air, mais perméable à l'eau, afin d'empêcher le passage de l'air. Il est connecté à un manomètre via un tube rempli d'eau désaérée (figure IV.12a). La gamme de succion qu'il permet de mesurer est limitée à environ 100 kPa, du fait de la cavitation. Mais, cette limite classique a pu être étendue considérablement à des valeurs allant jusqu'à 1500 kPa dans un système tensiométrique mis au point dans les années 90 à l'« Imperial College », RIDLEY et al. [1993]. Ce système dispose d'une pierre poreuse à très faible entrée d'air et d'un capteur de pression miniature, réduisant la probabilité de trouver un noyau (impureté, sel, ...) permettant l'initiation de la cavitation ; entre ces deux éléments, le volume du réservoir est réduit à environ 3 mm². Il est nécessaire de mentionner d'autres systèmes tensiométriques développés par des chercheurs comme GUAN et FREDLUND [1997], TOKER et al. [2002], cités dans VERBRUGGE [2008].

Le tensiomètre mesure la force avec laquelle l'eau du sol est retenue dans les pores. Le sol est mis en contact avec le réservoir d'eau se trouvant à la pression atmosphérique par l'intermédiaire de la plaque poreuse. L'eau du réservoir est soumise à une dépression qui à l'équilibre mesure la pression capillaire qui est la pression négative mesurée directement dans le sol.

3.2.2- Plaque de succion

La plaque de succion est destinée à mesurer la pression négative de l'eau d'un sol dont l'air est à la pression atmosphérique. Son principe est le même que celui du tensiomètre, mais cette technique est généralement utilisée en laboratoire et également limitée à des suctions inférieures à 100 kPa. Dans ce dispositif, le contact sol - pierre poreuse est amélioré par un fin film de kaolin. Une coupe schématisée de cet appareil est illustrée à la figure IV.12b.



3.2.3- Watermark

Les sondes Watermark (figure IV.13) sont des matériels de type tensiométrique qui permettent de connaître l'état hydrique du sol mesuré en tension ou la succion dans une gamme comprise entre 0 et 200 kPa. Elles sont très utilisées sur le marché. Contrairement au tensiomètre muni d'une bougie en céramique, elles n'utilisent pas d'eau. Construit en gypse, le capteur watermark mesure la résistance électrique entre deux électrodes. Un boîtier de lecture permet de convertir cette résistance électrique en succion, à partir d'une mesure de teneur en eau dans la matrice granulaire (par résistivité) et de la courbe de rétention du matériau granulaire. Il est possible de connecter une centrale d'acquisition aux différents capteurs pour automatiser la collecte de données.

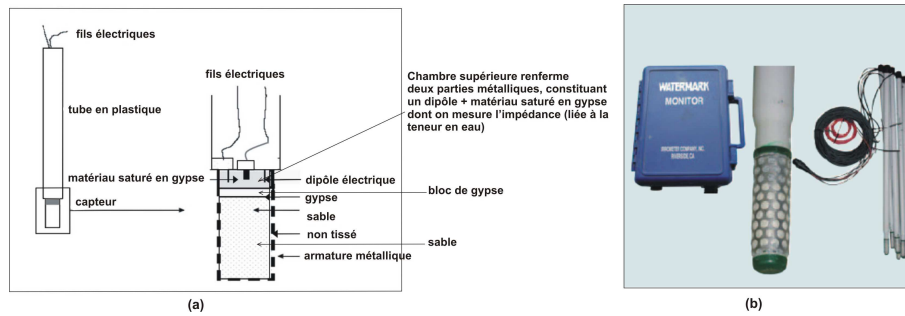


Figure IV.13 : (a) Schéma du Watermark, XANTHOULIS [2008] et (b) capteur à matrice granulaire

3.2.4- Méthode du papier filtre

La méthode du papier-filtre, illustrée à la figure IV.14, consiste à insérer une triple épaisseur de papier filtre dans l'échantillon dont on veut déterminer la succion et à attendre l'équilibre des suctions entre le papier filtre et l'échantillon. La courbe de rétention d'eau du papier filtre est calibrée à l'avance. Durant cette période, le papier filtre est mis en contact avec le sol dans une atmosphère hermétique et l'équilibre s'établit au bout de quelques jours par transfert d'eau. Une fois l'équilibre atteint, on retire le papier filtre central de l'échantillon et la teneur en eau du papier filtre donne, par référence à une courbe d'étalonnage publiée par les auteurs (figure IV.15), la succion matricielle du sol. Si le papier filtre est suspendu au-dessus du sol, l'équilibre sera contrôlé par l'humidité relative de la phase gazeuse autour du sol et se fera par transfert de vapeur d'eau. Dans ce cas, on mesure la succion totale du sol. Cette méthode est simple et pratique et elle est applicable dans une gamme de succion comprise entre 50 kPa et 10 MPa .

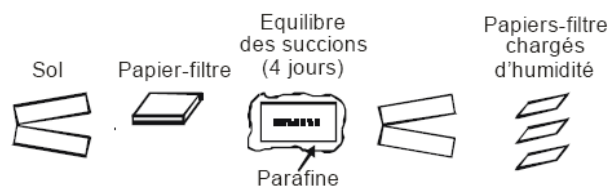


Figure IV.14 : Méthode du papier-filtre, DELAGE et al. [2001a]

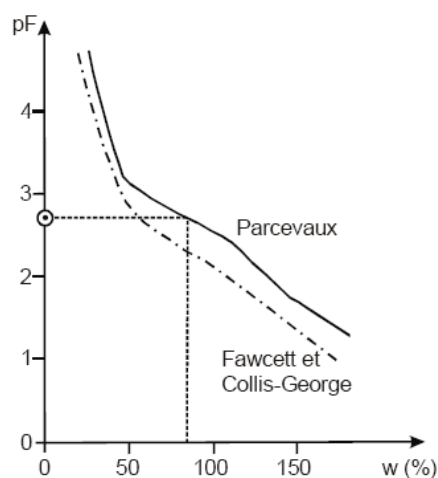


Figure IV.15 : Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide, DELAGE et al. [2001a]

3.2.5- Mesure psychrométrique de la succion

Le principe de la psychrométrie consiste à mesurer l'humidité relative à proximité de l'eau interstitielle du sol non saturé et d'en déduire la succion par la loi de Kelvin (cf. Equation II.5). L'humidité relative est déterminée par la mesure de la température du point de rosée de l'atmosphère considérée, qui est d'autant plus faible que l'air est sec. Cette mesure de l'humidité relative est effectuée en se basant sur les propriétés thermoélectriques des thermocouples, VERBRUGGE, [1978], qui reposent sur l'effet de Peltier³⁴ et l'effet Seebeck³⁵, FREDLUND et al. [1993]. Cette méthode est limitée à une succion maximale de 7 MPa, au-delà de laquelle les molécules de vapeur d'eau sont trop rares pour parvenir à la condensation. Il existe d'autres types de psychromètres, psychromètre à miroir et psychromètre où les thermocouples sont remplacés par deux transistors, TRUONG et al. [1995] dans lesquels cette limite est repoussée. Dans ce cas, des suctions de dizaines de mégapascals peuvent être ainsi mesurées.

³⁴ Lorsqu'un courant électrique passe dans un circuit fait de deux métaux différents, une des jonctions va être chauffée, et l'autre refroidie. Ce phénomène est appelé l'effet Peltier.

³⁵ Une force électromotrice est générée dans un circuit formé de deux métaux différents lorsque les températures dans les deux jonctions sont différentes. Elle est proportionnelle à la différence de température entre les deux jonctions. Un microvoltmètre peut être installé dans le circuit afin de mesurer cette force électromotrice.

3.3- Synthèse des Techniques de la succion

La description des techniques expérimentales de la succion nous autorise à conclure que chaque technique de succion développée permet d'investiguer un certain domaine de pressions capillaires et présente des avantages et des inconvénients. Pour balayer tout le domaine, il est nécessaire de recourir à plusieurs techniques. FREDLUND et al. [1993] a donné un tableau (tableau IV.2) précisant les ordres de grandeur de la succion et du temps nécessaire applicable à chacune des méthodes, tableau dans lequel nous avons ajouté les ordres de grandeurs du Watermark. Il est important aussi de signaler que certaines des techniques de contrôle de succion ont été appliquées à divers types d'essais mécaniques en laboratoire, tels que : l'oedomètre, la boîte de cisaillement et l'appareil triaxial. Ces différents essais mécaniques à succion contrôlée montrent l'évolution en sols non saturés des paramètres géotechniques qu'ils déterminent en fonction de la succion.

Donc, quelle que soit la technique de succion employée, la mesure n'est correcte que si l'éprouvette a atteint son état d'équilibre correspondant aux conditions d'essais. Ceci prend un temps considérable dépendant de la méthode utilisée pour obtenir un couple (succion, teneur en eau) et tracer la courbe de rétention d'eau. En sus, l'existence de l'hystérèse décrit dans le chapitre II nous oblige à réaliser deux courbes : courbe lors d'un mouillage et courbe lors d'un séchage.

La durée de ces essais et le besoin des matériels spécifiques et coûteux ont poussé le développement de méthodes d'estimation pour déterminer la courbe de rétention d'eau d'un sol. Ces méthodes d'estimation sont rapides et basées sur des caractéristiques du sol dont l'obtention est plus aisée au laboratoire, comme déjà démontré au chapitre II.

Dans notre travail, nous allons utiliser parmi ces méthodes présentées, trois méthodes pour déterminer la succion dans la partie expérimentale. Ces méthodes sont la méthode du watermark, la méthode du papier filtre et la méthode de surpression d'air. Ces trois méthodes, avec des gammes de succions variables, vont nous permettre de balayer le domaine de succion exploitable pour les sols. Ensuite, pour compléter et comparer les résultats de ces méthodes expérimentales, nous allons également dans la partie modélisation numérique utiliser la méthode d'estimation de VAN GENUCHTEN [1980] pour déterminer des courbes de rétention théoriques et évaluer aussi la succion.

Méthodes	Succion	Domaine d'application (kPa)	Temps d'équilibre	Paramètres sensibles
Psychromètre	totale	100 - 8000	des heures	température
Papier filtre	totale ou matricielle	100 - 10000	des semaines 1 semaine	température
Plaque de succion	matricielle	< 90	des heures	bon contact
Watermark	matricielle	< 200	des heures	bon contact
Tensiomètre	matricielle	< 90	des heures	bon contact
Surpression d'air	matricielle	0 - 1500	des jours	température
Osmotique	matricielle	0 - 1500	des jours	température

Tableau IV.2 : Ordre de grandeurs des succions pour différentes méthodes, FREDLUND et al. [1993], actualisé dans le cadre de ce travail

4.- Conclusion

Pour conclure cette dernière partie concernant l'étude bibliographique, nous sommes intéressés à la description des techniques expérimentales à adopter dans ce travail. Ces techniques sont divisées en quatre catégories : les techniques électriques du type sondage et tomographie électriques qui permettent de mesurer la résistivité électrique du sol et donc sa capacité à s'opposer au passage d'un courant électrique, les techniques sismiques du type sismique réfraction, sismique MASW 1D et mesures H/V qui permettent de déterminer le comportement sismique du sol, les techniques du type contrôle par translation d'axes qui imposent une valeur de succion fixée au sol et enfin les techniques du type watermark et méthode du papier filtre qui procèdent à une mesure de succion proprement dite dans le sol. Ces techniques permettront de cerner les essais particulièrement intéressants à réaliser dans l'étude expérimentale pour déterminer les paramètres influençant la stabilité de Kenscoff-Mahotièr.

Les techniques géophysiques et en particulier les techniques en sols non saturés, passées en revue dans cette partie, sont également prépondérantes dans le cadre de cette thèse. Elles ont montré respectivement leur potentialité à investiguer de façon rapide le site avec des essais à coûts modérés, puis leur capacité à connaître la nature et le comportement géophysiques des sols et enfin à évaluer le paramètre succion qui dirige tout le comportement hydromécanique des sols non saturés. La majorité de ces techniques présentées sont appliquées par la suite avec grande attention dans la partie expérimentale de cette thèse.

Deuxième partie

Etudes Expérimentales

Plan de la deuxième partie

La deuxième partie de cette thèse traite des études expérimentales relatives à la zone du glissement de Kenscoff-Mahotièr. La figure I résume la structure de cette partie de thèse sous forme de diagramme.

Les chapitres V à VII présentent les études expérimentales réalisées préalablement en vue de l'analyse de la modélisation numérique des études de stabilités des pentes. Dans ces chapitres, on retrouve une présentation succincte du site de Kenscoff-Mahotièr afin de bien comprendre le contexte général de l'étude, puis on développe les campagnes d'essais in situ et en laboratoire réalisées et ensuite on expose les différents essais en sols non saturés effectués sur les échantillons prélevés, en particulier sur des sols argileux. Le chapitre VIII concerne l'analyse numérique proprement dite du glissement de Kenscoff-Mahotièr avec le logiciel GEO-SLOPE. Le chapitre IX présente des conclusions générales et des perspectives pour de nouvelles campagnes d'essais in situ et en laboratoire.

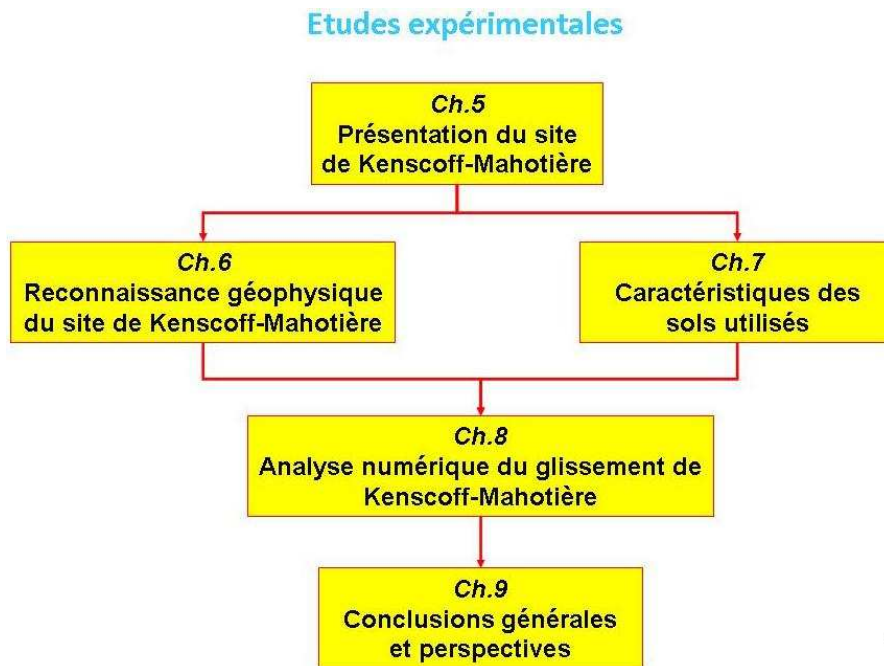


Figure I : Organigramme de l'étude expérimentale

CHAPITRE V : PRÉSENTATION DU SITE DE KENSCOFF-MAHOTIÈRE

1.- Choix du site de Kenscoff-Mahotièr

L'objectif de cette thèse est d'étudier la stabilité des pentes et l'influence des éléments déclencheurs ou stabilisateurs sur cette stabilité. En ce sens, on devrait analyser un site avec un glissement de terrain majeur en Haïti où on peut déterminer ces éléments et qui est représentatif des sols couramment rencontrés dans le Massif de la Selle. Le site Kenscoff-Mahotièr a été sélectionné pour cette étude, car il répond bien à ces critères. Ce site a déjà fait l'objet d'une reconnaissance géologique par PREPETIT et al. [2006], suite à un mouvement de terrain majeur observé dans la région, et cette reconnaissance nous a permis d'avoir des données préliminaires sur la zone à notre disposition. Dans ce chapitre, nous allons partir de ce rapport de reconnaissance qui donne des informations géographiques, topographiques, géologiques et cartographiques pour analyser la zone et représenter le glissement et son évolution dans le temps et dans l'espace. Toutefois, des actualisations des cartes disponibles dans ce rapport ont été effectuées en utilisant nos propres données telles qu'une carte orthophotoplan de la région avant le glissement, une carte topographique, une carte géologique, des coordonnées UTM (Universal Transverse Mercator), des images *Google Earth* pour une observation satellite de la zone sur différentes années. Ces actualisations ont été faites avec les logiciels *CorelDRAW 14* et *Autocad 2006*, disponibles à l'UCL. Ces nouvelles données et programmes utilisés nous ont permis de situer la zone d'étude et le glissement avec plus de précision, parfois en désaccord avec les données existantes. Les incohérences observées nous ont amené parfois à redessiner certaines cartes, en accord avec les observations, les nouvelles données et les essais réalisés sur le terrain. En effet, des essais in situ et des prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire ont été réalisés entre 2007 et 2011. Ces essais ont été placés géographiquement sur *Google Earth* en utilisant les coordonnées UTM prises sur le site et converties dans ce système géographique. Ils ont permis de déterminer les sols majoritairement présents dans la zone et d'effectuer des analyses plus poussées en sismicité sur le site et en condition de non-saturation au laboratoire.

Toutefois, ce site présente quelques inconvénients dus aux manques de données fiables disponibles, à la mauvaise qualité de la route pour y arriver et à la forte déclivité pour atteindre toute la superficie disponible du glissement. Du coup, une grande partie des données géographiques relatives à la zone étudiée proviennent de *Google Earth* et des systèmes d'information géographique du Centre National de l'Information Géo-Spatiale (CNIGS).

2.- Localisation du site

Le site d'étude est localisé à environ 1400 m d'altitude dans la localité de Mahotiène, à la quatrième section communale de Kenscoff. Il est à environ 6.5 km de route au Sud-Est de la ville de Kenscoff. Ce dernier se situe à 15 km de route de Pétiön-Ville, 20 km de route de Port-au-Prince et à 1500 m d'altitude. Ce site est placé entre les villages Grand Place et Despiseau et on y accède, à partir de Kenscoff, par une route en terre battue très étroite et à forte déclivité en certains endroits (figure V.1). Les coordonnées UTM globales d'un point du site sont : X = 07-91-000 et Y = 20-39-750.



Figure V.1 : Localisation du site d'étude dans la localité Mahotiène

3.- Topographie, morphologie et climat de Kenscoff-Mahotiène

Le site Mahotiène fait partie de l'unité morphologique du Massif de la Selle. Ce dernier, le plus élevé d'Haïti, se situe dans la partie orientale de la Presqu'île du Sud³⁶ et culmine au pic de la Selle à 2680 m d'altitude. Les chaînons qui le composent ont une orientation générale Est-Ouest. On y retrouve principalement deux types de morphologies :

³⁶ La Presqu'île du Sud de direction générale Est-Ouest constituée d'une succession d'anticlinaux faillés et déversés vers le Nord depuis le Massif de la Hotte à l'Ouest jusqu'au Massif de la Selle à l'Est. Ces deux massifs sont recoupés par un accident majeur qui va de Tiburon à Pétiön-Ville, BOISSON et al. [1993].

- une morphologie karstique où affleurent les calcaires cristallins ;
- une morphologie basaltique où affleurent les basaltes et qui est caractérisée par des crêtes étroites, des pentes ravinées, un relief accidenté, ciselé par des vallées en V.

Ce site, quant à lui, fait partie du versant Sud d'un chaînon qui culmine à 1495 m et qui est occupé par un habitat dispersé dans la partie sommitale. Ce versant Sud peut être divisé globalement en trois zones bien distinctes selon l'inclinaison de la pente qu'on y rencontre (figure V.2). Entre la partie sommitale et la côte 1400 m, on note une pente d'environ 15%. Cette zone présente l'aspect d'un plateau incliné vers le Sud, constitué de petites dolines servant de mares en périodes pluvieuses. Ces mares constituent des sources d'infiltration d'eau dans le sol. On a ensuite, entre les côtes 1400 m et 1200 m, une topographie plus accidentée présentant une pente de l'ordre de 40% à peu près. Finalement, entre les côtes 1200 m et 1000 m, la pente s'adoucit quelque peu et se réduit approximativement à 34%, correspondant à une morphologie de pente moins importante que le talus.

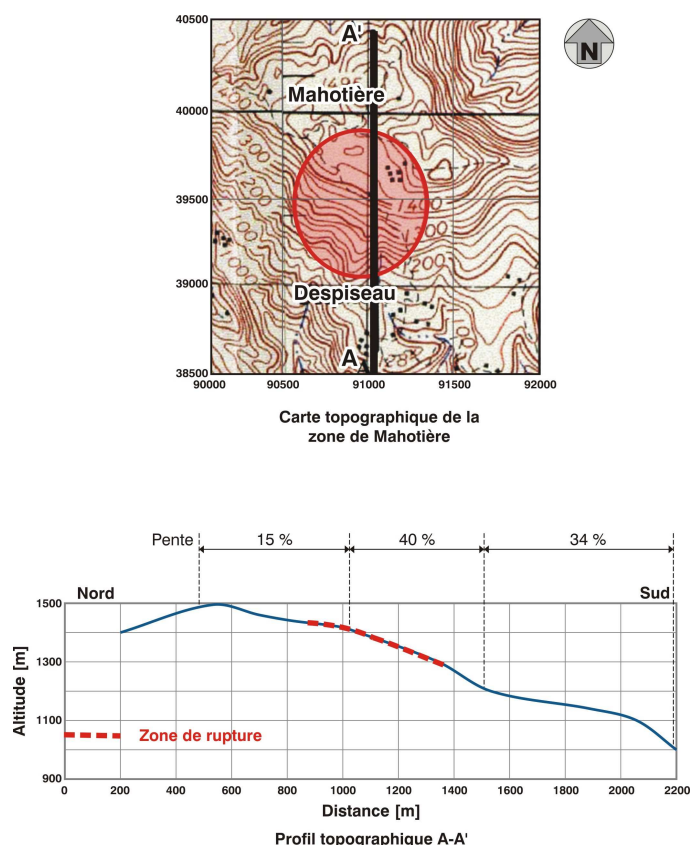


Figure V.2 : Topographie du site de Kenscoff-Mahotièr et profil AA' avant glissement

Le site Mahotièr, perché à 1400 m, a une végétation éparse qui est composée de culture maraîchère. Ce site, quoique relativement humide, jouit d'un climat doux, presque toute l'année. La température varie environ entre 18° et 20°C, avec des baisses à 10°C en janvier. Les précipitations moyennes annuelles sont en général de 1638 mm/an. On y rencontre deux principales saisons, SIMONOT [1982], cité dans PREPETIT et al. [2006] : une saison pluvieuse, d'avril à novembre, durant laquelle tombe 86.6% du total pluviométrique annuel et une saison sèche, de novembre à mars, durant laquelle on observe des précipitations variant de 76.6 mm (novembre) et 18 mm (janvier).

4.- Géologie du site

La géologie du Massif de la Selle est composée principalement des roches sédimentaires de type calcaire et des roches volcaniques de type basaltique, d'après WENDELL et al. [1924], BOISSON et al. [1993], cités dans PREPETIT et al. [2006]. Les roches sédimentaires forment la majeure partie de ce Massif et correspondent à deux ensembles distinctes qui se succèdent de haut en bas, à savoir :

- une épaisse série de calcaires qu'on retrouve sous trois formes : massif et cristallin ; ou fortement broyés par les mouvements tectoniques ; ou encore crayeux et stratifiés en bancs réguliers, avec de fréquents silex. Cet ensemble date de l'Eocène inférieur³⁷.
- un ensemble de roches détritiques très plissées, de couleur foncée, constituées de conglomérats, de grès, d'argiles et de calcaires impurs. Cet ensemble date du Paléocène supérieur à l'Eocène³⁸.

Les roches volcaniques basaltiques constituent le 1/5 des formations du Massif de la Selle. Elles forment essentiellement une importante zone d'affleurement dans l'axe du Massif et datent du Crétacé. Les basaltes sont recouverts en discordance angulaire par le conglomérat de base des séries du Paléocène qui, elles-mêmes, sont recouvertes en concordance par les calcaires plus purs de l'Eocène. Du point de vue structural, les basaltes constituent le cœur du Massif et forment un anticlinal de direction général Nord 80. Il s'agit d'un pli-faille déversé vers le Nord. La faille principale, presque parallèle à l'axe du pli, sépare les basaltes des séries Eocènes situées au Nord, PREPETIT et al. [2006].

³⁷ Cet ensemble s'agit essentiellement de faciès carbonatés. Ce sont des calcaires en bancs épais, très durs et très purs de couleur blanche.

³⁸ Dans la région sud, ce sont des calcaires blancs cristallins, soit massifs, soit stratifiés en banc décimétriques avec de fréquents silex. L'épaisseur de ces calcaires est estimée à 200 m. Au sud de la Presqu'île du Sud (Jacmel, Baint, Les Cayes) les faciès de l'Eocène inférieur indiquent des milieux de plus grande profondeur. Dans les Montagnes Noires, cet ensemble est représenté par la formation Abouillot constituée de grès, de silt calcaréo-argileux et des calcaires, BOISSON et al. [1993].

La carte géologique du site Kenscoff-Mahotièr (figure V.3) nous confirme la présence des deux ensembles sédimentaires et de la série volcanique basaltique. Cette carte a été créée à partir des informations de la carte géologique d'Haïti à l'échelle 1/250000 [1988], de la notice explicative de la carte géologique d'Haïti au 1/250000, BOISSON et al [1993] et de la carte de Kenscoff décrite par PREPETIT et al. [2006]. D'une part, d'après la carte géologique d'Haïti et la notice explicative, le site est situé à la limite de deux complexes : un complexe tholéitique³⁹ (basaltique) et sédimentaire et des sols du Tertiaire. D'autre part, la carte géologique de Kenscoff, définie par PREPETIT et al [2006], reprend ces mêmes formations géologiques présentes sur le site, mais des incohérences ont été remarquées au niveau du dessin (courbes de niveau et couches) et le positionnement réel du glissement. Toutes ces observations nous ont amené à actualiser cette carte dans une nouvelle configuration par rapport au positionnement du site. Cette nouvelle configuration est en accord avec les images *Google Earth*, les coordonnées des essais et la carte topographique (CNIGS). En résumé, la séquence cartographiée du site d'études se présente de la manière suivante, de haut en bas :

- calcaires Eocènes mylonitisés surmontés de poches de sols latéritiques. Ces calcaires broyés sont recouverts en surface par des blocs de calcaires lapiazés (ei) ;
- série détritique du Paléocène constituée d'une couche d'argile verdâtre, surmontée de blocs et de cailloux calcaires enrobés dans une matrice d'argile rougeâtre (ep) ;
- basalte du Crétacé, très altéré en surface (cb).

Ces données géologiques sont ensuite insérées dans le profil topographique A-A' du site pour avoir un recoupement des données topographiques et géologiques et déterminer la coupe géologique (figure V.3).

³⁹ Identifié dans la région de Kenscoff-Mahotièr, les roches de ce complexe tholéitique et sédimentaire constituent en fait le socle de la Presqu'île du Sud et affleurent largement de la pointe occidentale jusqu'à la frontière haïtiano-dominicaine. Ce complexe est caractérisé par des séquences de basaltes en pillow lavas ou non, interstratifiés dans des calcaires pélagiques, des turbidites, des grès siliceux et des cherts. Les lits de calcaires sont plus abondants vers le haut du complexe daté du Campanien-Maestrichtien. De nombreux dykes de dolérites recoupent l'ensemble de la séquence. La partie inférieure de ce complexe contient des roches intrusives basiques et ultrabasiqes, de texture grenue et microgrenue (gabbros et pérodotites). Du point de vue géochimique, les roches magmatiques de ce complexe montrent une affinité tholéitique caractéristique d'un contexte océanique de type MORB (Mid Ocean Ridge Basalt), BOISSON et al. [1993].

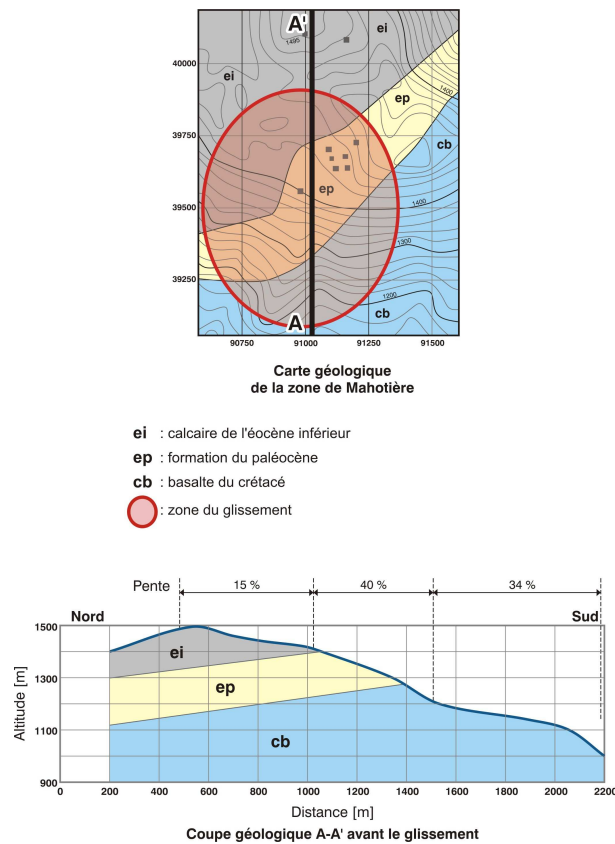


Figure V.3 : Carte géologique de Mahotièr et profil géologique AA', pendage basé sur la Coupe Géologique Synthétique Jacmel - Cap-Haitien, BOISSON et al. [1993]

5.- Visites du site

Plusieurs visites du site (environ une quinzaine) ont été effectuées entre 2007 et 2011 dans le but de réaliser des études de reconnaissances géophysique et géotechnique du site et de suivre l'évolution du glissement.

En 2007, avant toutes interventions scientifique et expérimentale sur le site, nous avons effectué trois visites sur les lieux afin de rencontrer les habitants de la zone, d'observer l'environnement dans lequel le glissement a eu lieu et d'opérer quelques mesures GPS (Global Positionning System) et photos sur le site. La première visite a été réalisée en présence de certains membres du comité d'encadrement de la thèse : professeurs J.-F. THIMUS (UCL), D. BOISSON (UEH) et C. SCHROEDER (ULB). La deuxième visite a été effectuée en compagnie du professeur C. PREPETIT (UEH), auteur principal du rapport de reconnaissance géologique sur le glissement de Kenscoff-Mahotièr.

En fin 2007 et 2008, nous avons accompli quatre visites sur les lieux afin de procéder à un examen du site. Lors de ces visites, nous avons analysé la disposition du site, matérialisé la position des profils à réaliser en fonction de l'accès disponible et du risque humain que pourrait entraîner leur réalisation aux abords du glissement et recueillir quelques témoignages des habitants de la zone, utilisés comme "aides chantier" dans nos travaux. Au cours de ces travaux, nous avons effectué trois essais de sondage électrique, trois essais de tomographie électrique, trois essais sismique réfraction et ensuite procédé à des prélèvements d'échantillons, des prises de photos et des coordonnées GPS de chacune des interventions.

En 2009, nous avons réalisé également quatre visites sur le site d'études : une première visite accompagnée du professeur C. PREPETIT afin d'examiner et de raffiner l'étude géologique du site et aussi d'évaluer l'évolution du glissement ; et par après trois autres visites dans lesquelles 10 sondages au PANDA⁴⁰ à des profondeurs visées de 5 m ont été accomplis avec des tiges et des pointes non débordantes le long des profils choisis. Lors de ces visites également des prises de photos et de coordonnées GPS du contour du glissement ont été effectuées.

En 2010, nous avons opéré une brève visite d'inspection sur le site, puis effectué quelques prises de photos et analysé l'évolution du glissement. Enfin en 2011, nous avons procédé à trois visites sur le site. Lors de ces visites, nous avons réalisé trois essais sismiques MASW 1D, six essais de mesures H/V et quelques prises de photos également.

Les visites du site que nous avons réalisées ont permis d'examiner mieux la zone d'études, de faire un choix judicieux pour la disposition des profils géophysiques et la localisation des essais, d'avoir un esprit critique par rapport aux résultats et observations et de diagnostiquer les causes et les facteurs de déclenchement du glissement. Ces visites nous ont montré que ce mouvement n'est pas encore tout à fait stabilisé jusqu'à 2011. Il possède une évolution assez lente au niveau de l'escarpement principal et de la plateforme au milieu du glissement qui pourrait être aggravée en cas de facteurs déclencheurs survenus à proximité.

⁴⁰ Pénétrromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par ordinateur (PANDA), c'est un pénétrromètre ultraléger, à énergie variable, conçu pour le contrôle de compactage de remblais techniques et pour la reconnaissance de sols en général. Son principe est de mesurer la résistance de pointe q_d , en MPa, sous l'effet de l'enfoncement d'une tige d'acier. L'essai consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges métalliques complété par une pointe perdue ou non perdue, avec un angle au sommet de 60° et des sections à la base de 2 cm² ou 4 cm², à une vitesse variable et à l'aide d'un marteau de masse normalisée. Pour chaque coup donné sur la tête de battage, des capteurs mesurent la valeur de l'enfoncement de la pointe et la vitesse de frappe au moment de l'impact, ce qui permet de déterminer l'énergie fournie. Un boîtier électronique enregistre, pour chaque coup, les paramètres vitesse d'impact et enfoncement, et calcule la résistance dynamique de pointe q_d , à l'aide de la formule "des Hollandais".

6.- Localisation des essais

La carte de localisation des essais du site expérimental (figure V.4) a été créée à partir d'un recoupement des données topographiques et d'images *Google Earth*⁴¹ sur lequel nous avons positionné les essais géophysique et géotechnique, réalisés au cours des années 2007 à 2011. Pour ce faire, nous avons superposé la carte topographique à l'image *Google* et ensuite ajusté ces deux cartes en faisant correspondre certains éléments comme des croisements de route, des ravines, etc. Les profils P-01, P-02 et P-03 de cette carte contiennent les essais de sondage électrique, de tomographie électrique, de sismique réfraction, de sismique MASW 1D, de mesures H/V et de PANDA (ces essais PANDA ne seront pas pris en compte par la suite car leur profondeur d'investigation, environ 1 à 3 m, est négligeable par rapport à celle du glissement). Les profils P-01 et P-02 ont été définis respectivement des cotés Est et Ouest du glissement et orientés globalement N-S, à environ 3 m de l'affleurement du talus. Le profil P-03 a été réalisé, quant à lui, dans les dolines à environ 100 m de la tête du talus avec une orientation E-O. En effet, à la tête du glissement, le sol calcaire est très compact, on n'arrivait pas à placer les géophones et les électrodes à ce niveau pour réaliser les essais, mais le plus important, l'accès et l'espace disponibles pour le profil étaient inadéquats. Par la suite, pour des raisons pratiques de comparaison et d'analyse, les essais géophysiques ont été effectués aux mêmes endroits, avec toujours le même point central.

Les emplacements de positionnements GPS des essais géophysique et géotechnique, sur le site Mahotièr, sont indiqués sur cette carte de localisation des essais (figure V.4). Cette carte (recoupement de carte topographique et d'image *Google Earth* plus précise) nous a permis de visualiser avec précision la zone du glissement, de mieux le délimiter et de le comprendre.

⁴¹ C'est un logiciel de représentation et d'analyse cartographique de la surface de la terre qui se base sur des images satellite (en 2D ou en 3D). Dans cette thèse, nous avons utilisé *Google Earth* pour représenter, rassembler et analyser les informations géographiques disponibles dans la zone du glissement de Kenscoff-Mahotièr. Parmi les différentes utilisations faites de *Google Earth*, nous avons : - localisé les points à partir des coordonnées GPS, - marqué des points, des lignes et des surfaces, - calculé des distances et des altitudes, - visualisé en 2D ou en 3D la zone, - importé des cartes (topographique et géologique) et les avons superposées à la carte de base. Nous avons également par la suite utilisé *Google Earth* pour interactiver la carte "Accélération maximale du sol - PGA" (Annexe I.1) à partir de la carte PGA déjà numérisée (figure VI.5), en numérisant les courbes de cette carte et en affectant des valeurs à chaque courbe numérisée à l'aide des informations USGS (United States Geological Survey). Deux autres logiciels (*Arcgis* et *Global Mapper*) ont été associés à *Google Earth* pour cette interactivité des données.

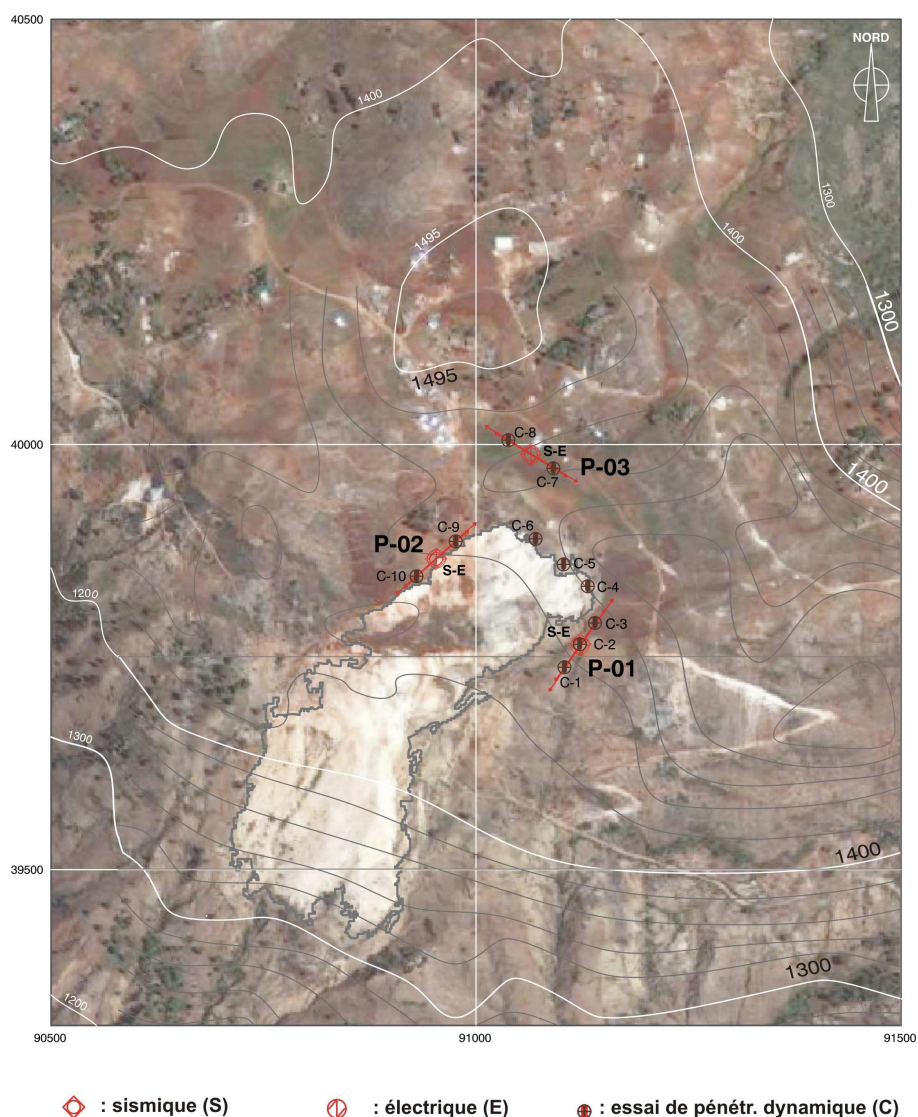


Figure V.4 : Carte de localisation des essais de Mahotièr et délimitation de la zone du glissement (recoupement carte topographique et image Google Earth)

7.- Délimitation de la zone du glissement

En raison de l'instabilité et l'inaccessibilité du site, il était difficile de contourner toute la zone et définir une délimitation rigoureuse du glissement ainsi que sa profondeur. Toutefois des coordonnées GPS du contour du glissement et des photos ont été prises dans les endroits accessibles et pour le reste on s'est servi des images géographiques *Google Earth*. Toutes ces informations nous ont donné le moyen non seulement de réaliser une carte de recoupement global permettant d'obtenir avec une précision relative

l'emplacement du glissement, sa délimitation et les limites géologiques (figure V.5), mais aussi d'avoir une bonne vue d'ensemble de ce glissement afin d'évaluer le volume de matériau déplacé (figure V.6). Cette carte de recoupement global nous a permis aussi d'avoir une observation satellite de la zone du glissement et de superposer les trois cartes (carte topographique, carte géologique et carte géographique *Google Earth*) disponibles de cette zone. Nous avons constaté des incohérences tout d'abord entre les courbes de niveau de la carte topographique et celles de la carte géologique que nous avons essayées de faire correspondre, ensuite entre la position réelle du glissement sur l'image Google et les limites géologiques (figure V.5). Ces incohérences sont dues probablement du fait que les courbes de niveau dessinées sur les deux cartes correspondent difficilement et également que les relevés géologiques de cette carte ont été effectués par rapport au glissement et non par rapport à ces courbes. Ainsi, sur cette carte (figure V.5), nous avons remarqué que le glissement se situe beaucoup trop dans la formation calcaire et affecte très peu la formation argileuse, ce qui est discordant par rapport aux constats faits sur le terrain qui montrent qu'une bonne partie de la formation argileuse a été touchée par ce glissement.

D'après toutes ces informations rassemblées et analysées, le glissement fin 2009, date à laquelle ces données ont été acquises, est constitué de deux parties bien distinctes :

- la première partie, qui forme globalement un rectangle de 195m x 145m, correspond à la plateforme. Celle-ci a subi un affaissement d'environ 15 m de hauteur à son extrémité Nord, au droit de l'escarpement principal et un affaissement d'environ 3 m à son extrémité Sud qui correspond au sommet du talus de la seconde partie. On peut estimer à cette date une hauteur moyenne d'affaissement de la plateforme de l'ordre de 9 m. Sachant que la superficie occupée par cette plateforme est d'environ 28300 m², on estime le volume de matériau déplacé lors de cet affaissement de l'ordre d'environ 254500 m³. Cette première partie est aussi caractérisée par des réseaux de fissures ouvertes de direction N 280 à N 300 degrés parcourant une bonne partie de la zone affaissée. Les matériaux affaissés de cette plateforme sont composés essentiellement sur le flanc Est, d'argile verdâtre et de sol organique mélangé à du sable calcaire en surface. Sur le flanc Ouest de cette plateforme, il s'agit surtout de sable calcaire et de sol latéritique surmonté de terre végétale.
- la seconde partie, qui forme un rectangle de 325m x 195m, correspond à la zone du talus où le mouvement a débuté. On peut estimer à partir des altitudes avant et après glissement un affaissement d'environ de 5 m au pied du glissement. Sachant que le talus proprement dit a une superficie d'environ 63400 m², on peut évaluer le volume de matériau déplacé uniquement sur cette partie d'environ 253500 m³, en considérant la hauteur moyenne d'affaissement de cette partie. Les matériaux glissés sont, à l'Est, constitués essentiellement d'argile verdâtre, de sol organique et de sable calcaire. A l'Ouest, il s'agit de sable calcaire et de sol latéritique.

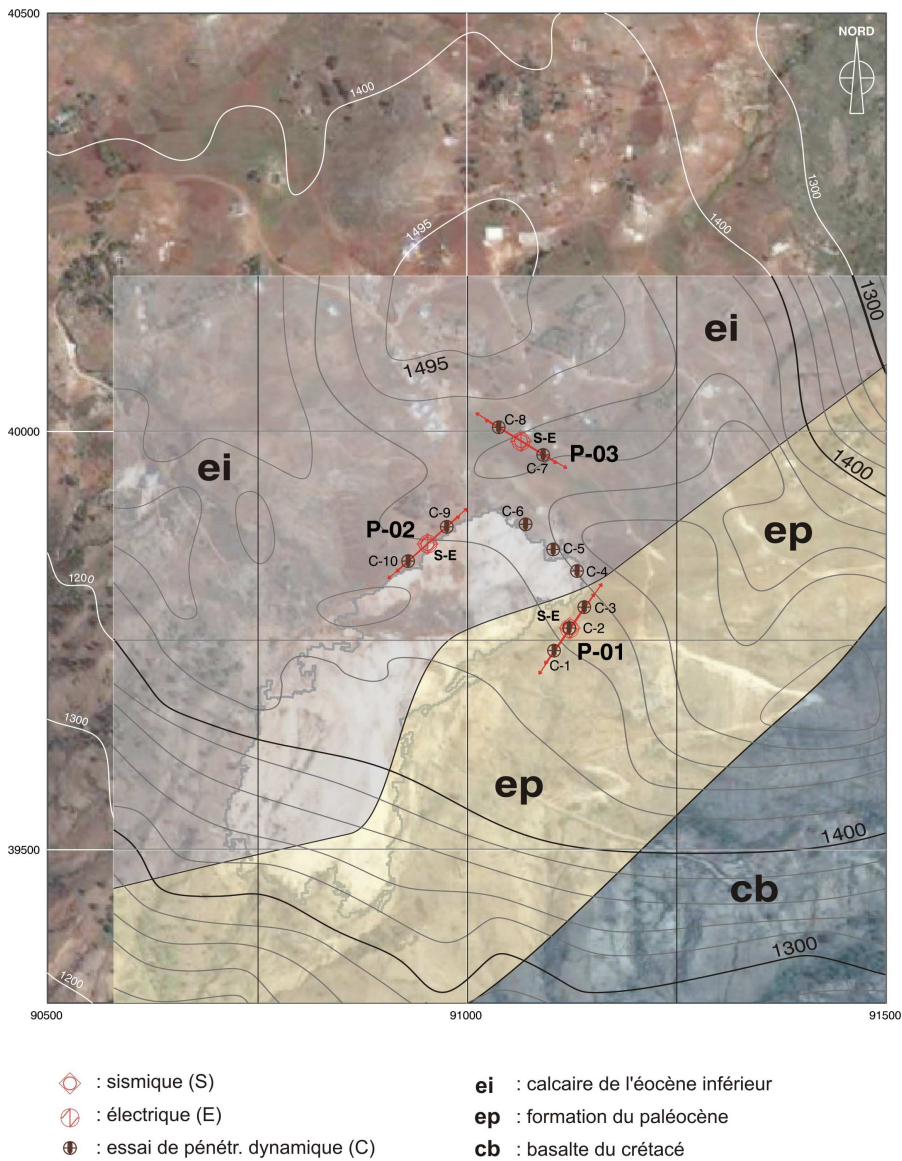


Figure V.5 : Recouplement approximatif de la carte topographique, de la carte géologique et de l'image géographique Google Earth, et délimitation du glissement

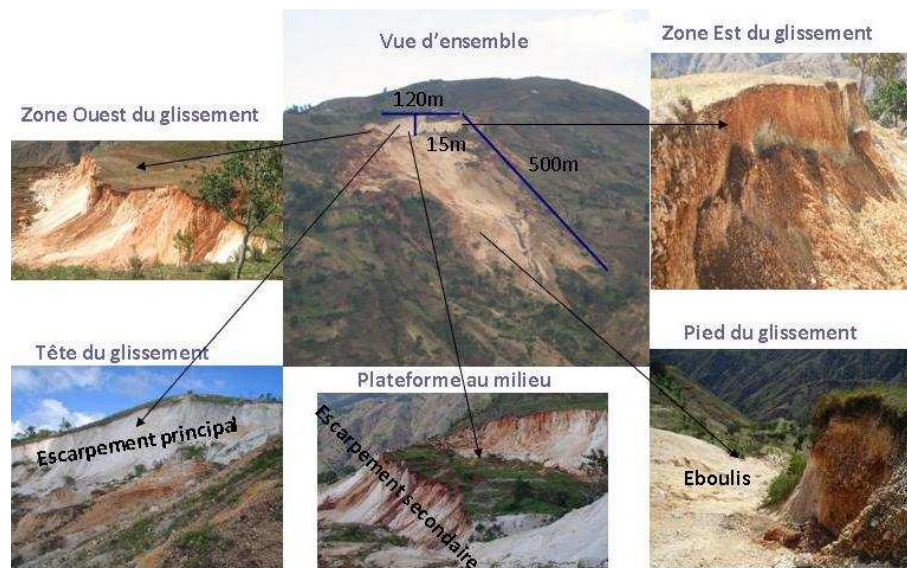


Figure V.6 : Vue d'ensemble et différentes parties du glissement de Kenscoff-Mahotièr

8.- Analyse des photographies des principales zones du glissement

Dans le cadre de la présentation du site expérimental, l'analyse des photos des principales zones du glissement représente un point essentiel pour montrer l'ampleur et l'évolution du glissement avant l'analyse des essais in situ et en laboratoire.

Différentes photos des principales zones de rupture du glissement (A-1, A-2, A-3, A-4, A-5 et A-6) ont été prises en décembre 2009 en période sèche, soit trois ans après le glissement. Ces photos ainsi que leurs coordonnées UTM ont été effectuées à cette période autour du glissement et sont placées sur la carte de positionnement qui reprend l'ensemble des points ci-dessus par rapport au glissement (figure V.7). Les images acquises à partir de ces photos sont indispensables pour se faire une bonne idée du contexte et des dimensions de ce glissement. Ces images ont permis d'illustrer les principales formations retrouvées sur le site et le mode de rupture des parois et des flancs.

Chaque photo reprise ci-dessous représente la situation du site, se focalise sur un endroit bien spécifique du glissement et décrit en détails les zones de rupture et leur évolution à partir d'un suivi visuel effectué.

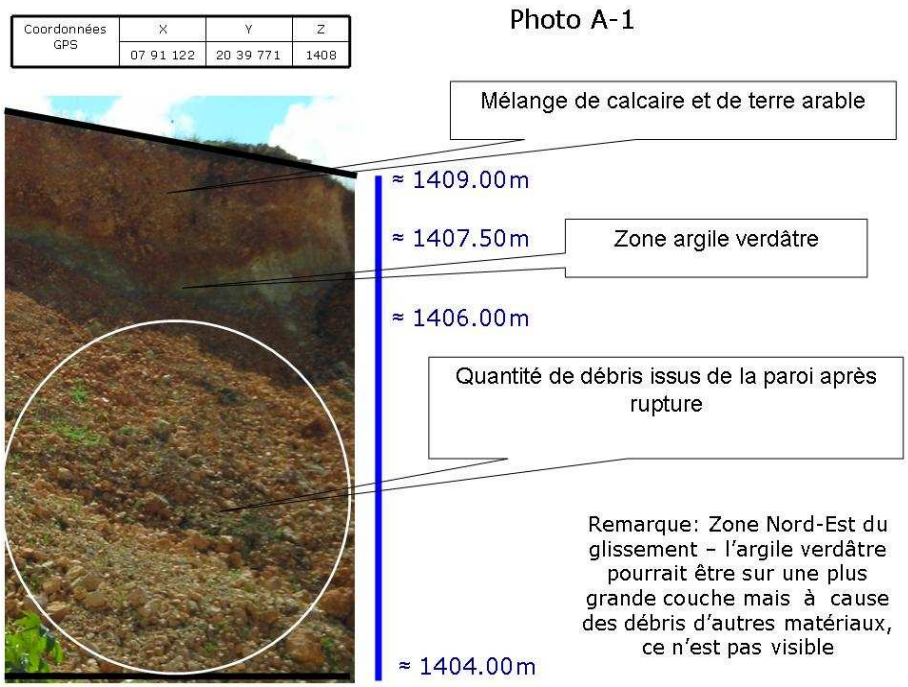
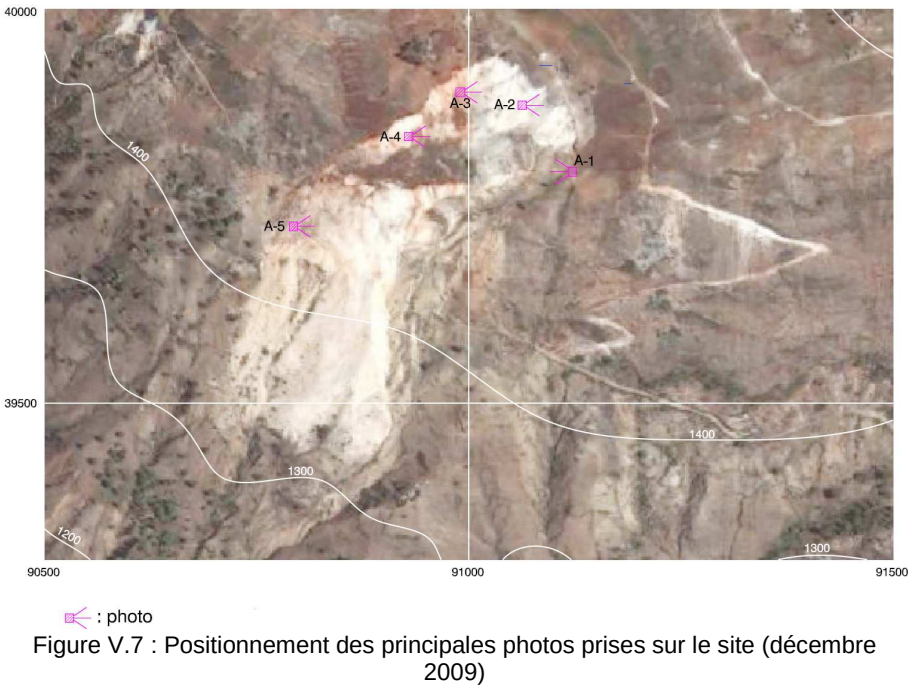


Figure V.8 : Affleurement de la zone Nord-Est du glissement (décembre 2009)

La photo A-1 montre l'affleurement Nord-Est du glissement où se trouve la formation d'argile verdâtre. Elle permet de voir la série du Paléocène retrouvée dans cet affleurement de la paroi jusqu'à la profondeur (figure V.8). On observe une formation importante d'argile verdâtre cachée par les débris de matériaux qui apparaît à partir de la rupture de ce talus. Au dessus de cette couche d'argile se trouve une couche environ de 1.5 m de cailloux calcaires enrobés dans une matrice argileuse rouge et une couche de terre arable d'environ 10 cm sur lesquelles on a pu observer au moment de notre reconnaissance des cultures de choux et de laitues. Cette couche de cailloux calcaires enrobés dans de sols latéritiques, observée au dessus de la couche d'argile verdâtre, n'est pas uniforme sur tout le flanc Est. Elle a des profondeurs variables qui peuvent s'étaler sur une gamme de 70 cm à 3 m selon les endroits.

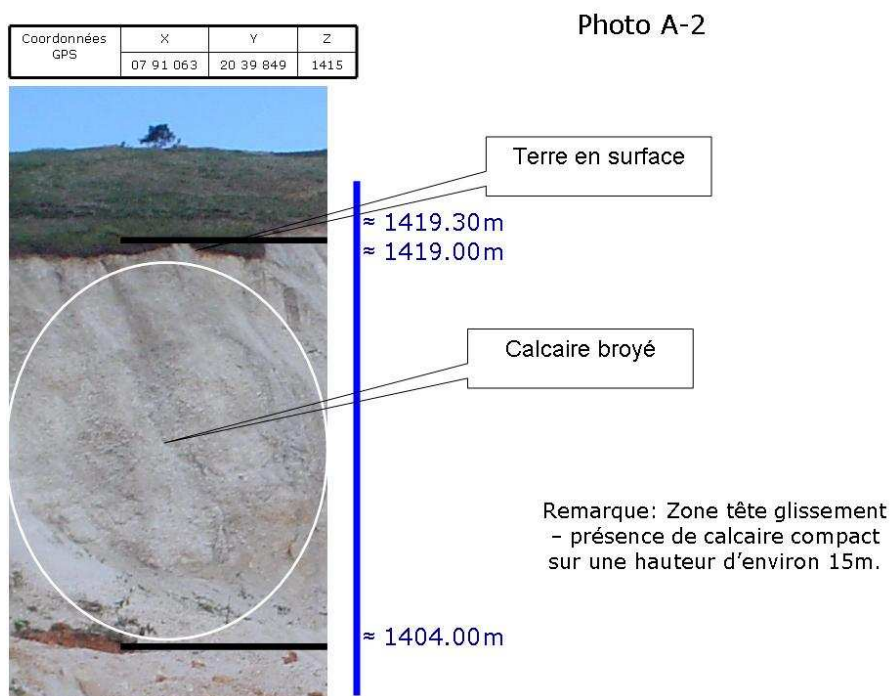


Figure V.9 : Affleurement à la tête du glissement (décembre 2009)

La photo A-2 correspond à la paroi inclinée à la tête du glissement et à son escarpement principal (figures V.6 et V.9). Cette photo fournit une donnée importante, à partir de cet escarpement, qui montre qu'il s'agit d'un glissement de type circulaire. Elle montre aussi sur une quinzaine de mètres la formation de calcaire broyé (type « sable de Laboule » exploité anarchiquement pour la construction). Elle permet également de voir l'érosion progressive de la paroi inclinée la plus exposée au ruissellement du fait de la dénivelée de ce calcaire. Beaucoup de débris issus de cette formation calcaire se trouvent au milieu de la plateforme du glissement. Ces

débris calcaires, du fait de l'érosion, ont une couleur noirâtre due à la terre végétale.

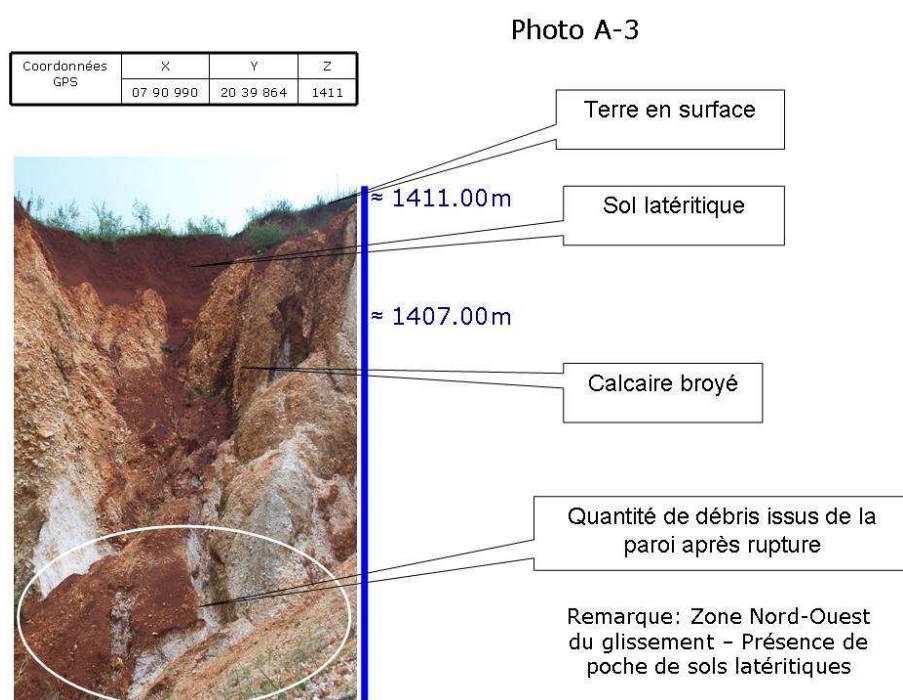


Figure V.10 : Affleurement de la zone Nord-Ouest du glissement (décembre 2009)

La photo A-3 donne un aperçu de l'affleurement de la partie Nord-Ouest du glissement (figure V.10). Elle montre le calcaire broyé surmonté de poches de latérites qui sont protégées en surface par la végétation. Ce sol latéritique longe tout le flanc Nord-Ouest du glissement et a des profondeurs variables à certains endroits. Ce flanc est également attaqué par l'érosion de la paroi inclinée exposée au ruissellement.

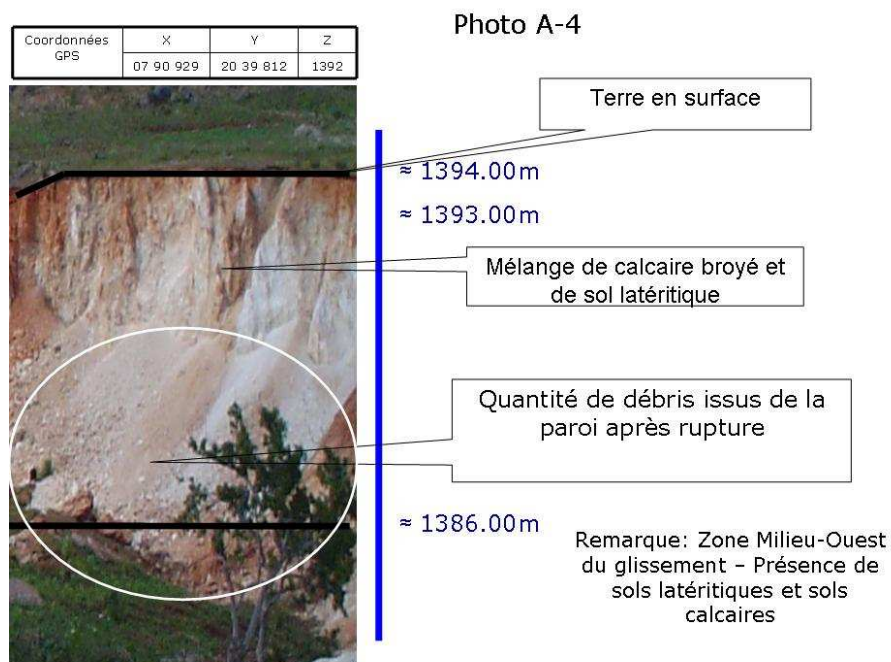


Figure V.11 : Affleurement de la zone Milieu Ouest du glissement (décembre 2009)

La photo A-4 correspond à l'affleurement de la partie Milieu Ouest du glissement (figure V.11). Elle montre également le calcaire mylonitisé enrobé dans la matrice d'argile rougeâtre (latérite). On observe la progression de la latérite qui domine tout le flanc Ouest du glissement sur cette photo. Ce flanc est composé principalement de calcaire et d'argile rougeâtre.

Photo A-5

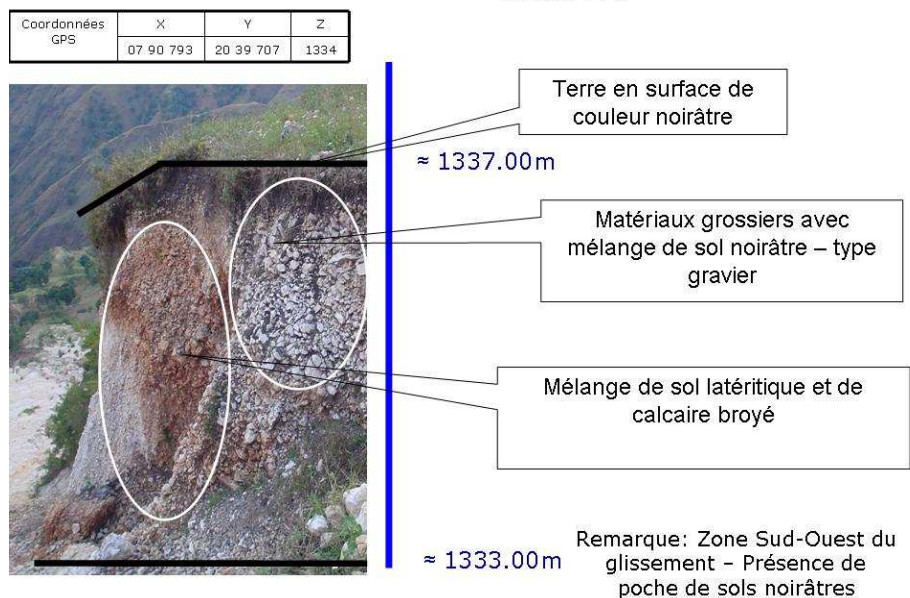


Figure V.12 : Affleurement de la zone Sud-Ouest du glissement (décembre 2009)

Photo A-6

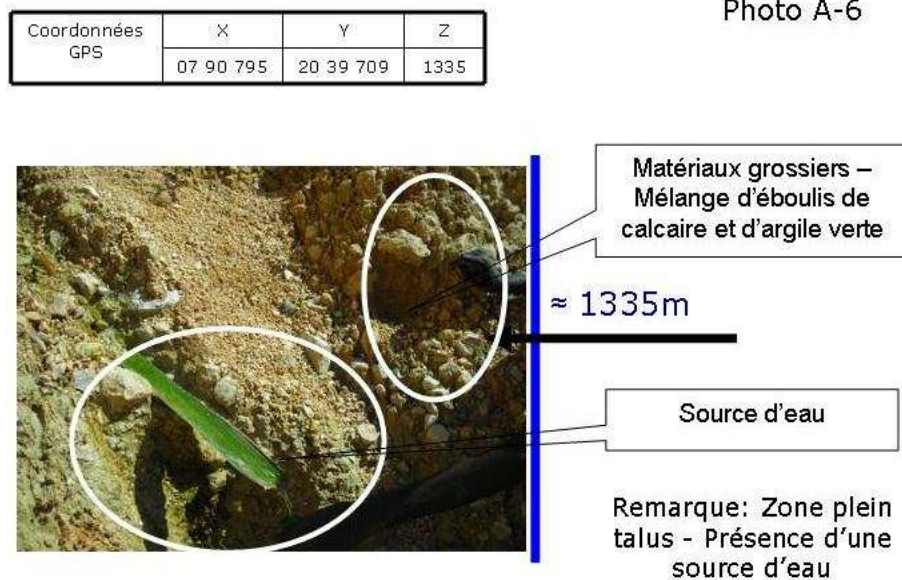


Figure V.13 : Zone talus réel du glissement et présence d'une source d'eau (décembre 2009)

La photo A-5 correspond à l'affleurement de la partie Sud-Ouest du glissement (figure V.12). Elle montre le contact entre deux formations : le mélange de sols calcaires et latéritiques et le mélange de cailloux calcaires avec le sol noirâtre (sol organique qui probablement recèle des poches de gaz). Proche de cette zone, en pleine zone milieu talus (photo A-6 ; figure V.13), a été observée une source d'eau avec un débit de $(2.10^{-6} m^3 / s)$ qui pourrait indiquer la présence d'une nappe supposée perchée à ce niveau dans la zone non saturée et qui pourrait être due à l'infiltration d'eau des mares. Mais, on sera très prudent sur les conditions hydrologiques variables en fonction de la saison dans la zone et sur l'emplacement exact de cette nappe sur le site vu que des études expérimentales à ce sujet n'ont pas été réalisées dans ce travail. Pour cerner ce problème, nous réaliserons une étude paramétrique de l'influence de la nappe en la positionnant à différentes profondeurs et de la pluviométrie lors de la modélisation dans le profil géométrique du talus. La photo A-5 donne aussi un aperçu de la partie inférieure du glissement composée principalement d'éboulis. Cette partie inférieure se situe un peu plus en aval de l'ancienne route coupée par le glissement et visible sur les figures V.4 et V.7.

9.- Conclusion

Le site Kenscoff-Mahotièr analysé répond très bien aux exigences fixées dans notre thèse. Ce site est constitué principalement de deux ensembles sédimentaires datés de l'Eocène (ei) et du Paléocène (ep). Son relief très accidenté totalement déboisé, les variations de saisons liées au régime des pluies tropicales, les formations de calcaire et d'argile, la sismicité élevée de la zone pourraient être les causes de cette instabilité de talus.

Cette étude de reconnaissance géologique et d'examens à vue a montré que le glissement de Kenscoff-Mahotièr s'est produit dans ces deux ensembles sédimentaires. Ce glissement pourrait avoir débuté au niveau du talus constitué de la série détritique du Paléocène (ep) pour ensuite progresser vers les calcaires broyés (ei). Donc, il serait intéressant d'analyser plus en détails les caractéristiques géophysique et géotechnique de ces formations afin d'apporter une explication plus juste à ce phénomène qui est susceptible de se produire dans d'autres sites où les mêmes conditions sont réunies.

CHAPITRE VI : RECONNAISSANCE GÉOPHYSIQUE DU SITE DE KENSCOFF-MAHOTIÈRE

1.- Introduction

L'étude de reconnaissance géophysique du site expérimental vise à préciser ou à confirmer la nature des sols obtenus lors de la reconnaissance géologique. Cette étude va permettre également à connaître les caractéristiques géophysiques de ces sols en déterminant les paramètres suivants : la résistivité électrique (ρ), les vitesses sismiques (V_p et V_s) et la fréquence de résonance du site (f_0). Ces paramètres donnés généralement en fonction de l'épaisseur du milieu peuvent être étudiés à partir des essais in situ suivants :

- sondage électrique,
- tomographie électrique,
- sismique réfraction,
- sismique MASW 1D,
- mesures H/V.

Pour tous les essais cités, cette étude de reconnaissance va se faire en trois principales étapes : l'acquisition des données de terrain, le traitement des informations recueillies et par la suite l'interprétation des résultats obtenus de chacun des essais. Ces interprétations réalisées nous ont permis de distinguer les principaux sols présents sur le site d'études, puis d'avoir leur représentativité dans la zone du Massif de la Selle et aussi une idée des caractéristiques sismiques et une gamme de valeurs d'accélération horizontale spécifique pour ce site.

Dans ce chapitre, les traitements des données recueillies et les résultats obtenus de ces méthodes géophysiques ont été expliqués. Puis, l'apport et la limite de chacune de ces méthodes utilisées ont été examinés. Et enfin, une étude comparative a été réalisée suite aux interprétations effectuées de ces résultats.

2.- Mesures de la résistivité électrique

2.1- Sondage électrique

En pratique, nous avons réalisé trois sondages électriques de 100 m sur le site de Kenscoff-Mahotière au moment de notre campagne de mesures en décembre 2007. Nous avons utilisé la technique de sondage électrique Schlumberger pour les effectuer. Dans cette technique, les électrodes de courants (C_1 , C_2) sont écartées progressivement de part et d'autre des

électrodes de potentiel (P_1 , P_2) ; par ce biais nous faisons passer la majeure partie des courants dans un volume du sous-sol de plus en plus grand, et nous accroissons progressivement la profondeur d'investigation.

Pour traiter les données recueillies sur le terrain, nous avons utilisé le logiciel *Elec*, développé à l'Université de Liège (ULg) par SCHITTEKAT et SCHROEDER [1978]. Ce logiciel permet de modéliser le sondage pour un terrain stratifié plan et de comparer les données calculées aux données mesurées sur le terrain. Il génère, en fonction des hypothèses sur l'épaisseur et la résistivité des couches, un graphe de la résistivité apparente en fonction de la longueur $C_1C_2/2$. Ce graphe sert de base à l'interprétation du sondage.

Les trois sondages électriques de 100 m ($C_1C_2/2 = 50m$) ont été effectués avec une séquence d'environ 20 quadripôles en dispositif Schlumberger et ils ont été réalisés dans les zones de positionnement P-01, P-02 et P-03 (figure V.4, paragraphe V.5). La figure VI.1 présente le graphe obtenu et les hypothèses effectuées pour ces sondages. Toutefois, il faut être prudent quant à la précision relative à l'épaisseur des couches et aux mesures de résistivités apparentes. En effet, il existe plusieurs hypothèses qu'on peut effectuer pour avoir le graphe correspondant. Nous avons validé l'une des hypothèses qui s'adapte le mieux aux points de mesures. Pour lever cette imprécision, des essais de tomographies électriques seront également réalisés sur le site.

Les valeurs de résistivité apparente ainsi que les profondeurs relatives obtenues, à partir de ces sondages électriques, sont également présentées sur la figure VI.1.

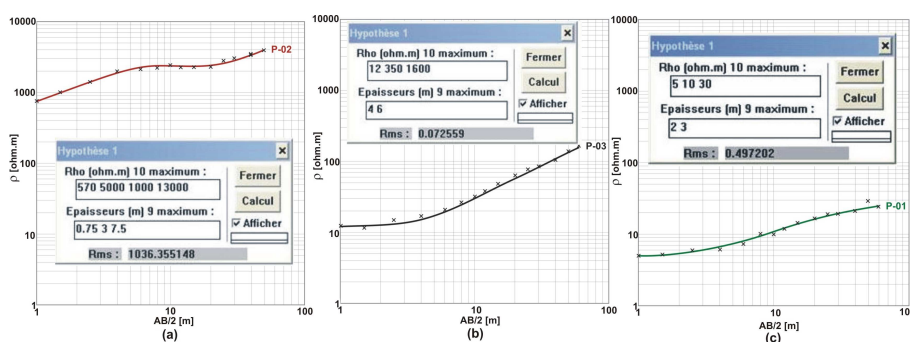


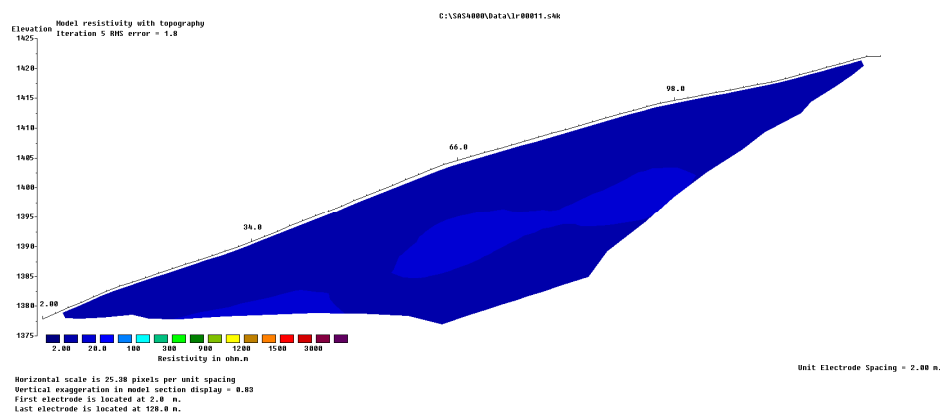
Figure VI.1 : Résultats des essais sondages électriques obtenus à partir du programme « Elec » : (a) graphe et hypothèse en P-02, (b) graphe et hypothèse en P-03 et (c) graphe et hypothèse en P-01

2.2- Tomographie électrique

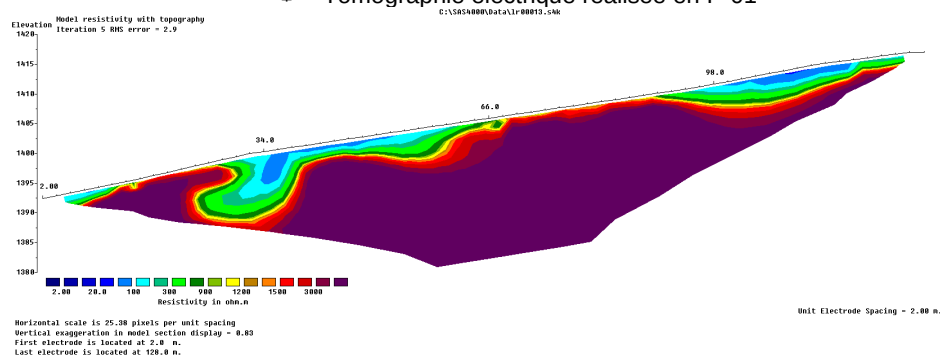
Trois tomographies électriques ont pu être réalisées in situ sur le site au moment de notre campagne de mesures de décembre 2008. Elles ont été effectuées aux mêmes profils que les sondages électriques (P-01, P-02 et P-03). Un dispositif de 64 électrodes équidistance de 2 m sur un profil de 126 m a été déployé. Les mesures sur le terrain ont été réalisées suivant une séquence de 472 quadripôles en dispositif Wenner 64, choisi en raison de sa faible sensibilité au bruit et de sa bonne stabilité. Le traitement des données est effectué à l'aide du logiciel *Res2DInv*, LOKE et BARKER [1996], qui permet d'accéder à une image en réel du terrain, en utilisant un programme d'inversion de la pseudo-section. Ce programme est basé sur une méthode d'optimisation par moindres carrés généralisés.

Les pseudo-sections obtenues pour les tomographies électriques accomplies en P-01, P-02 et P-03 sont illustrées par la figure VI.2. La pseudo-section (figure VI.2a) montre une bonne homogénéité des valeurs de résistivité apparente à l'échelle du profil. Les valeurs mesurées sont comprises entre 3.66 à 11.4 $\Omega.m$. Ces mesures en P-01 permettent de conclure à la présence de l'argile, celle-ci est confirmée par les photos prises et les prélèvements effectués dans la zone de P-01 montrant la présence d'une couche d'argile verdâtre.

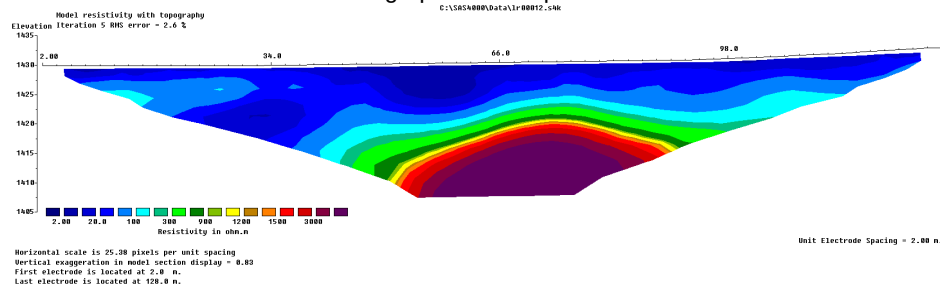
Les tomographies relatives aux profils P-02 et P-03 sont présentées respectivement aux figures VI.2b et VI.2c. La figure VI.2c montre globalement une bonne homogénéité des valeurs de résistivité apparentes en P-03. Ces valeurs de résistivité en P-03 sont croissantes lorsque la profondeur augmente, et permettent de conclure à la présence de calcaire en profondeur, même si nous n'arrivons pas à déterminer la profondeur de cette couche de calcaire. Ce profil, réalisé dans les dolines, montre bien aussi la présence d'eau en surface (valeurs de résistivités très faibles), ce qui a été remarqué par des petites mares sur place qui rendent le calcaire observé superficiellement très conducteur. Sur la figure VI.2b, nous constatons une homogénéité des valeurs de résistivité forte sur toute la profondeur du profil. Par contre, des poches de résistivités faibles ont été constatées, à proximité de la surface en parties supérieures gauche et droite du profil P-02. Ces valeurs faibles de résistivités en surface traduisent la présence de l'argile latéritique observée visuellement. Ensuite, nous tombons sur du calcaire fracturé très résistif, présent sur tout le long du profil. Les mesures en P-02 permettent de conclure à une épaisseur de dépôt homogène de calcaire avec des poches d'anomalies en surface.



Tomographie électrique réalisée en P-01



Tomographie électrique réalisée en P-02



Tomographie électrique réalisée en P-03

Figure VI.2 : Tomographie électrique effectuée sur les profils P-01, P-02 et P-03
modèle après inversion

3.- Mesures de la vitesse des ondes sismiques

3.1- Sismique réfraction

Selon une démarche identique à la méthode électrique, des mesures de vitesses des ondes sismiques ont été effectuées (décembre 2007) au moyen de dispositifs linéaires de surface, successivement au niveau des

profils P-01, P-02 et P-03. Les données sismiques obtenues ont été interprétées grâce au logiciel *Sardine v1.0*, développé à l'Université de Liège par DEMANET [1993]. Ces données sismiques ont été acquises avec un dispositif de 24 géophones (fréquence 10Hz) sur un profil de 64 m. Les tirs effectués avec plaque et marteau, à l'aller et au retour, à l'extrémité de chacun des profils ont été interprétés en sismique réfraction. Les ondes sismiques de compressions P, premières arrivées, ont été pointées sur ces tirs.

Chaque pointage effectué permet de placer un point sur le graphe du temps d'arrivée du front d'onde en fonction de la distance du géophone et d'en déduire les dromochroniques et les coupes sismiques (figure VI.3). Les dromochroniques permettent de mettre en évidence quatre couches bien différenciées, caractérisées par la vitesse des ondes de compression. Les vitesses sismiques suivent la loi croissante en fonction de la profondeur et caractérisent principalement la compacité des terrains retrouvés. Ainsi, les dromochroniques montrent une variation de vitesses dans les trois profils sismiques. Toutefois, des anomalies dues à la topographie inclinée du site à certains endroits ont été observées sur les dromochroniques. Ces anomalies ont été corrigées lors du pointage des tirs.

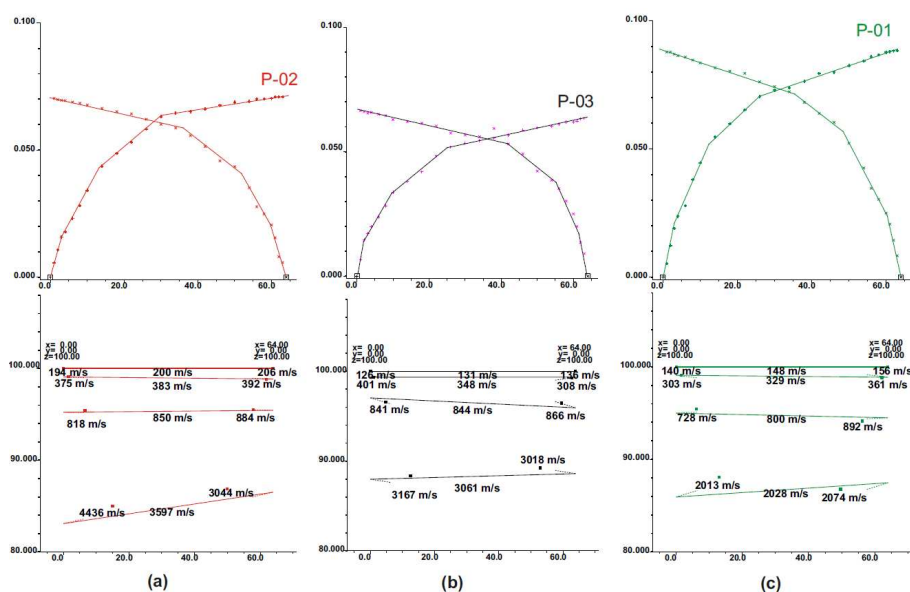


Figure VI.3 : Résultats des essais sismiques réfractions selon un modèle quadricouche : (a) dromochronique et coupe sismique en P-02, (b) dromochronique et coupe sismique en P-03 et (c) dromochronique et coupe sismique en P-01

3.2- Profils de vitesses des ondes S, sismique MASW 1D

Pour réaliser la sismique MASW 1D, on peut soit utiliser la propagation des ondes sismiques dans le sous-sol générée par un coup de marteau (méthode active - avec utilisation d'une source) ou par la méthode des bruits de fond (méthode passive - sans utilisation d'une source), pour déterminer la distribution de vitesse. Dans notre cas, nous avons choisi la méthode active du fait de son habilité à contrôler les principales caractéristiques définissant la source utilisée telles que le temps de début de génération de l'onde de surface, la localisation de la source par rapport aux capteurs et la puissance de l'impact déterminée par le poids de la source ou l'énergie libérée. De telles caractéristiques ne sont partiellement voire pas du tout contrôlées avec la méthode passive. Dans ces conditions, nous avons créé une vibration par un coup de marteau donné à la surface du sol, augmenté le pas d'échantillonnage et le temps d'acquisition pour avoir de très bons signaux. La vibration créée est captée par les géophones situés à des distances variables du point d'impact. Au moment de l'impact, un géophone de déclenchement envoie un signal au sismographe. A partir de cet instant, les signaux captés par les géophones sont enregistrés et affichés sur un écran cathodique. Les ondes sismiques sont ainsi visualisées puis enregistrées sur un PC.

Trois essais MASW 1D ont été réalisés sur le site aux niveaux des mêmes profils en décembre 2011. Ces essais sismiques ont été effectués avec un dispositif de 24 géophones à basse fréquence (4.5Hz) sur un profil de 120 m. Les données des profils V_s obtenues ont été traitées à l'aide du logiciel commercial acheté chez ABEM France *Pickwin (Pick First Breaks or Dispersion Curves)*. Ce logiciel est basé sur le principe de calcul du transformé de Fourier pour déterminer la courbe de dispersion et sur la méthode d'inversion des moindres carrés pour déterminer les profils V_s .

La principale information recueillie à partir des profils V_s est la vitesse des ondes de cisaillement S en fonction de la profondeur, $V_s(z)$. On retrouve aussi la valeur moyenne sur une profondeur de 30 m des vitesses V_s , $V_{s,30}$.

$$V_{s,z} = \frac{z}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}} \quad [\text{VI.1}]$$

où z , profondeur totale,

h_i , profondeur de chacune des couches,

V_i , vitesse de propagation de l'onde S de chacune des couches.

L'interprétation des essais MASW 1D confirme une partie des interprétations obtenues en sismique réfraction : modèle à quatre couches et ordre de grandeur des vitesses pour P-02 (figure VI.4). D'un autre côté, elle les contredit : les couches et vitesses obtenues ne sont pas compatibles avec celles obtenues en réfraction pour P-01 et P-03. On pourrait admettre que les terrains sont constitués de deux couches et que l'interprétation de la MASW 1D montre seulement ces deux couches sur la profondeur réellement investiguée par les ondes S, alors que l'interprétation de la réfraction aurait distinguée la deuxième couche en permettant de percevoir la présence des couches les plus profondes. Toutefois, les vitesses V_p de premières couches sont très faibles et inférieures aux vitesses V_s correspondantes dans les trois profils. Ce qui paraît peu vraisemblable. On pourrait aussi admettre que les pointés des premières arrivées (V_p) de premières couches qui sont en partie masqués par la transmission de cailloux calcaires en surface n'ont pas été correctement effectués.

Les coupes sismiques V_s du sous-sol donnent également des informations sur la vitesse V_{s30} , réglementée par les règles parasismiques existantes applicables aux bâtiments comme celles issues de l'« International Building Code » (IBC). Les exigences de ces règles parasismiques de construction dépendent de la catégorie du bâtiment, du type de bâtiment, de la sismicité de la zone et du type de sol sur lequel repose le bâtiment. Cette partie liée aux bâtiments ne sera pas abordée dans cette thèse qui est vouée uniquement à la stabilité des talus naturels. Néanmoins, ces informations sur la vitesse V_{s30} vont être utilisées pour classer sismiquement les terrains du site d'études.

Les valeurs de V_{s30} obtenues dans les profils P-01, P-02 et P-03 sont respectivement de l'ordre de $V_{s30} = 308 \text{ m/s}$, $V_{s30} = 346 \text{ m/s}$ et $V_{s30} = 290 \text{ m/s}$ (figure VI.4). Ces valeurs ont de légères variations dans les trois profils mais restent selon le code IBC dans le même classement. Ainsi, notre site est classé D (*Stiff soil*), caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement comprise entre $180 - 360 \text{ m/s}$ (tableau VI.1). A noter qu'ici, nous avons utilisé dans ce tableau uniquement les informations des V_s pour classer notre site. En effet, ce paramètre V_s est souvent préféré aux deux autres ($\overline{N}$, nombre de coups dans l'essai « Standard Penetration Test » (SPT) et $\overline{S_u}$, résistance au cisaillement non drainée), car il est relié directement au module de cisaillement des sols (équation IV.3).

TABLE 20.3-1 SITE CLASSIFICATION			
Site Class: A - F	V_s	N	S_u
A. Hard rock	$> 1,500$ m/s	NA	NA
B. Rock	$760 - 1,500$ m/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	$360 - 760$ m/s	> 50	$> 2,000$ psf
D. Stiff soil	$180 - 360$ m/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	< 180 m/s	< 15	$< 1,000$ psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: • Plasticity index $PI > 20$, • Moisture content $w \geq 40\%$, and • Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

ASCE 7-05

Tableau VI.1 : Vitesses V_s des différents types de terrains selon IBC

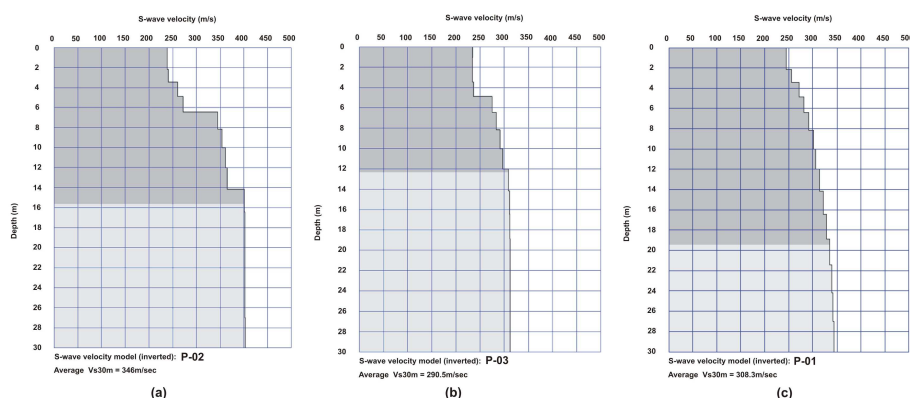


Figure VI.4 : Modèles de vitesses des ondes S (V_s) obtenus par inversion sur le site : (a) profil V_s en P-02, (b) profil V_s en P-03 et (c) profil V_s en P-01

3.3- Détermination de l'accélération maximale (PGA)

Pour déterminer l'accélération maximale du sol (PGA), nous avons utilisé la carte d'aléa sismique dérivée spécifiquement pour Haïti établie par « United States Geological Survey » (USGS), CALAIS et al. [2010]. Cette carte (figure VI.5) présente les valeurs d'accélération maximale du sol, exprimées en pourcentage de l'accélération due à la pesanteur, avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans compatible avec les probabilités de dépassement utilisées dans le IBC. Cette carte, construite à partir des données historiques sur les séismes majeurs et les principales failles retrouvées en Haïti telles que « faille Septentrionale, faille Enriquillo et faille Matheux Neiba » est spécifique au pays et montre la très haute sismicité dans tout Haïti. Elle est basée sur l'hypothèse que l'occurrence du séisme est Poissonnienne (indépendante du temps) et elle ne comporte pas les aléas de répliques. Sur cette carte d'aléa, la valeur de l'accélération

maximale du sol pour Kenscoff-Mahotièr est égale à 0.58g (PGA = 0.58g). Dans le cadre de notre thèse, nous nous intéressons particulièrement à cette valeur d'accélération maximale du sol qui est la plus grande valeur (absolue) qu'on peut obtenir à partir de l'accélérogramme sur ce site. Cette valeur PGA est ensuite utilisée pour modéliser le talus sous sollicitation sismique en adoptant une gamme d'accélération horizontale au sol allant de microséismes aux gros séismes (0.01g à 0.58g).

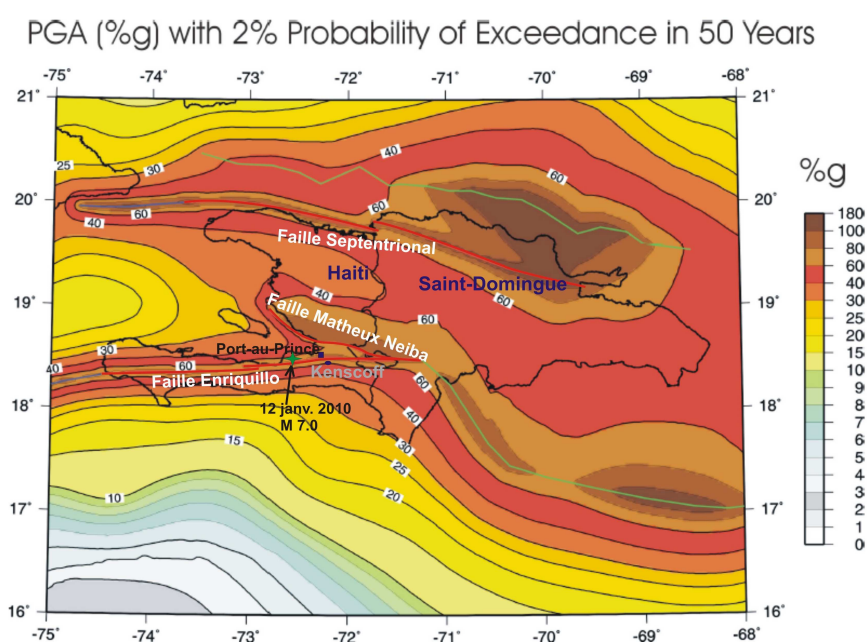


Figure VI.5 : Carte d'aléa sismique des accélérations maximales des sols (PGA) pour Haïti, CALAIS et al. [2010]

D'autres chercheurs ont fait des études similaires sur d'autres sites d'Haïti. BRADY et al. [2010] ont trouvé pour les sites du Palais National et de l'Hotel Karibe à la capitale Port-au-Prince, des valeurs d'accélération maximale du sol (PGA) respectivement 0.47g pour un sol de classe D et 0.53g pour un sol de classe C.

Dans la littérature scientifique, le spectre d'accélération de la réplique du 23 février 2010 de Magnitude $M_w = 4.7$ enregistrée à Port-au-Prince comme donnée historique donne comme accélération maximale du sol (PGA) dans la direction N-S une valeur de 0.159g, BEAULIEU et al. [2010]. Pour le séisme du 12 janvier 2010 (Magnitude $M_w = 7.0$, épocentre 25 km de Port-au-Prince, profondeur 13 km, durée 10 s) qui a relâché au-delà de 900 fois plus d'énergie que cette réplique, la valeur de l'accélération maximale du sol enregistrée est estimée entre 0.2 à 0.5g (Sources BME).

4.- Prospection H/V

Six mesures H/V bruit de fond ont pu être réalisées au cours de cette campagne à Kenscoff-Mahotièr en décembre 2011 (figure VI.6). Les mesures ont été effectuées avec le matériel Tromino qui est une station « tout en un » qui comprend à la fois le capteur et le digitaliseur intégrés. Le signal enregistré sur le Tromino est extrait et traité via le logiciel commercial *Grilla* fourni avec l'appareil et respectant l'état d'esprit du projet européen SESAME [2004] « SESAME European research project ». Ces mesures ont été accomplies sur le site dans l'objectif de voir si des effets de site sont détectables avec cette méthode H/V bruit de fond et aussi de comparer les courbes H/V et les courbes de fréquences synthétiques obtenues à l'aide des coupes V_s . Les résultats obtenus de ces mesures sont listés dans le tableau VI.2 après vérification des critères sur la fiabilité de la courbe H/V (critères [VI.2], [VI.3] et [VI.4]) tels que le critère sur la longueur de la fenêtre à analyser, le critère sur le nombre de fenêtres analysées, le critère sur l'écart type et les critères pour des pics clairs en H/V tels que le critère sur les conditions pour l'amplitude (critères [VI.5], [VI.6] et [VI.7]), le critère sur les conditions pour la stabilité (critères [VI.8], [VI.9] et [VI.10]), retrouvés dans le projet SESAME.

$$f_0 > \frac{10}{l_w} \quad \text{[VI.2]}$$

$$n_c(f_0) > 200 \quad \text{[VI.3]}$$

$$\sigma_A(f) < 2 \text{ pour } 0.5f_0 < f < 2f_0 \text{ si } f_0 > 0.5\text{Hz}$$

ou

$$\sigma_A(f) < 3 \text{ pour } 0.5f_0 < f < 2f_0 \text{ si } f_0 < 0.5\text{Hz} \quad \text{[VI.4]}$$

$$\exists f^- \in \left[\frac{f_0}{4}, f_0 \right] \mid |A_{H/V}(f^-)| < \frac{A_0}{2} \quad \text{[VI.5]}$$

$$\exists f^+ \in [f_0, 4f_0] \mid |A_{H/V}(f^+)| < \frac{A_0}{2} \quad \text{[VI.6]}$$

$$A_0 > 2 \quad \text{[VI.7]}$$

$$f_{peak} [A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\% \quad \text{[VI.8]}$$

$$\sigma_f < \varepsilon(f_0) \quad \text{[VI.9]}$$

$$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0) \quad \text{[VI.10]}$$

où l_w , longueur de la fenêtre d'analyse,

n_c , nombre de cycles significatifs,

f , fréquence courante,

- f_0 , fréquence de la crête de la courbe H/V,
 A_0 , amplitude de la courbe H/V à la fréquence f_0 ,
 $A_{H/V}$, amplitude de la courbe H/V à la fréquence courante,
 f^- , fréquence entre $\frac{f_0}{4}$ et f_0 pour laquelle $A_{H/V}(f^-) < \frac{A_0}{2}$,
 f^+ , fréquence entre f_0 et $4f_0$ pour laquelle $A_{H/V}(f^+) < \frac{A_0}{2}$,
 σ_f , écart-type de la fréquence de crête de la courbe H/V ($f_0 \pm \sigma_f$),
 $\sigma_A(f)$, écart-type de $A_{H/V}(f)$,
 $\varepsilon(f_0)$, valeur limite pour la condition de stabilité $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$,
 $\theta(f_0)$, valeur limite pour la condition de stabilité $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$.

Le tableau VI.2 donne le code de la station, la localisation de la station, les coordonnées GPS de la station, l'existence ou non d'un effet de site lithologique et la fréquence de résonance f_0 du site en Hz, retrouvée à l'aide de la méthode H/V bruit de fond⁴²

Code	Site	Longitude °W	Latitude °N	Fréquence f_0 (Hz)
HV1	Zone Est	72°14.6378	18°25.6941	9.59
HV2	Zone Est	72°14.7001	18°25.5526	37.47
HV3 ⁴³	Zone Ouest	72°14.7236	18°25.7504	18.88
HV4 ⁴³	Zone Ouest	72°14.7477	18°25.9667	18.47
HV5	Zone Tête	72°14.2635	18°26.5168	33.75
HV6 ⁴³	Zone Tête	72°14.8122	18°25.6967	18.66

Tableau VI.2 : Position des points de mesure H/V et fréquences des pics obtenues par des enregistrements de bruit de fond sismique sur le site Kenscoff-Mahotièr

⁴² Cette méthode suppose que seules les composantes horizontales sont affectées par les effets de site. Elle présente des avantages et des inconvénients.

- Avantages : - applicable partout, même en zone de sismicité faible ; - facile à implémenter.
- Inconvénients : - ne donne accès qu'à f_0 ; - très sensible aux conditions de mesure (vent, pluie, présence de bruits parasites, etc.).

⁴³ Il est probable que la fréquence de résonance f_0 autour de 18Hz enregistrée pour HV3, HV4 et HV6 corresponde plus à celle du site.

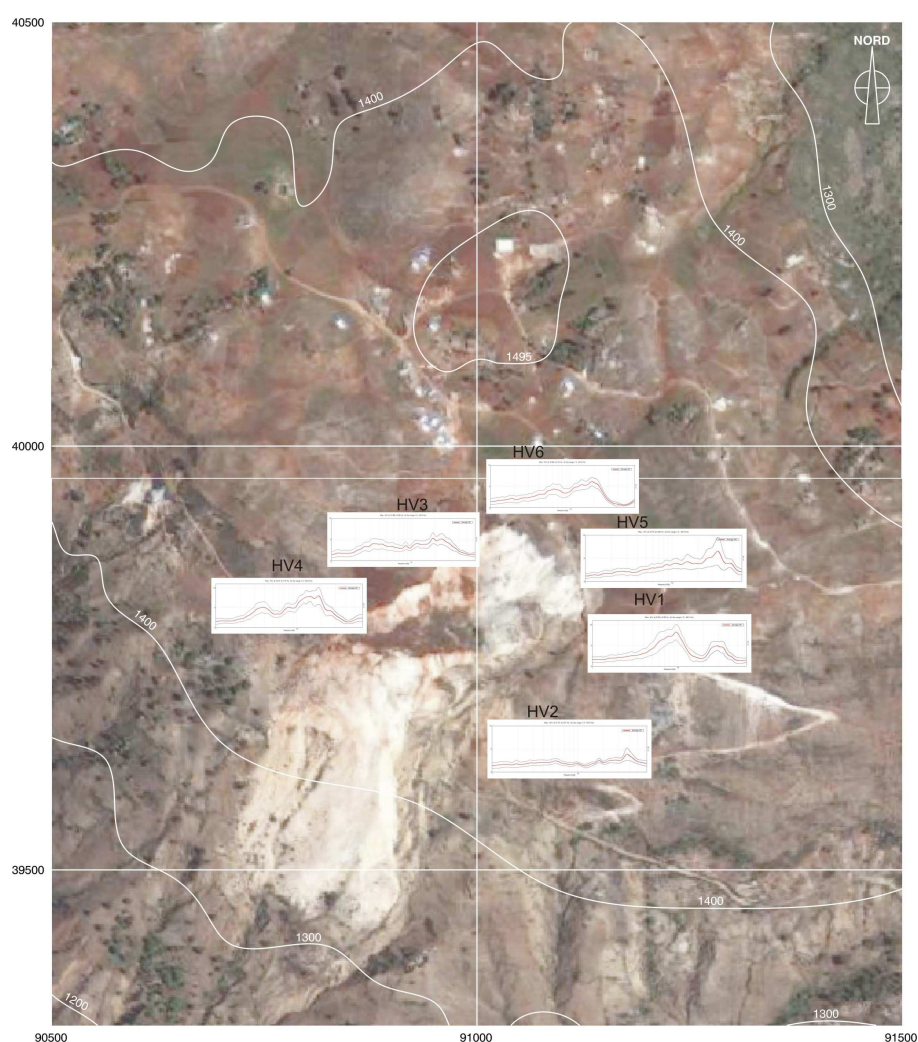


Figure VI.6 : Mesures H/V à Kenscoff-Mahotiène

Les fréquences synthétiques déterminées avec les coupes V_s introduites manuellement dans le logiciel *Grilla* ne sont pas cohérentes avec celles de résonances mesurées avec les H/V (figure VI.7, voir aussi mesures H/V détaillées en Annexe I). Les courbes synthétiques obtenues ne présentent pas de pics, elles sont toutes plates. Ces courbes synthétiques, au sens sismique du terme, traduisent des mesures réalisées sur un substratum rocheux et donc l'absence d'effet de site. Ce constat de non correspondance des deux courbes (H/V et V_s synthétiques) nous a montré que la méthode H/V n'est pas trop adaptée à notre site qui possède une couche compacte de calcaire en surface, ce qui est relativement logique et en accord avec la

théorie qui dit que cette méthode est valable quand on a une couche meuble en surface sur une couche compacte et non l'inverse.

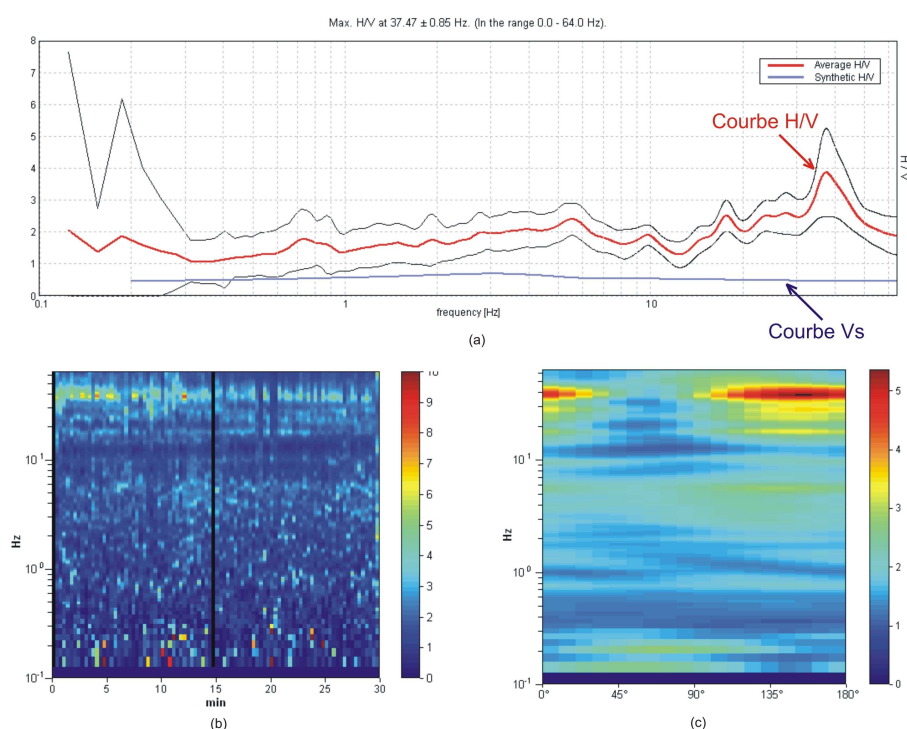


Figure VI.7 : (a) Mesures H/V en HV2 avec le rapport H/V moyen en rouge et les écart-types correspondants en noir et le modèle de V_s calé sur la fréquence de résonance du H/V en bleu, (b) rapports H/V sur chaque fenêtre analysée et (c) analyses directionnelles du H/V par rapport au Nord

En effet, les six mesures H/V montrent des fréquences élevées marquées sur la gamme de fréquence 0.1-64Hz avec des pics de différentes amplitudes (tableau VI.2 et figure VI.6). Sans qu'il soit possible de généraliser à partir de ces seules mesures H/V et quantifier l'amplification géologique, nous estimons qu'il existe des différences de comportements (tableau VI.2) du sol sur le site d'études à partir de ces mesures.

En réalité, les résultats obtenus pour les points H/V ne sont pas homogènes. Ces points présentent des pics de fréquences et des amplifications élevées ; en d'autres termes respectivement pour l'influence de l'épaisseur de la couche superficielle : couche fine, et pour l'influence du contraste de vitesse : couche lente.

Les mesures (HV3, HV4 et HV6) montrent des pics H/V relativement marqués et centrés sur la fréquence de 18Hz. Et, les mesures HV2 et HV5, quant à elles, présentent des fréquences trop élevées (respectivement 37Hz

et 33Hz). Ces fréquences élevées (HV2, HV3, HV4, HV5 et HV6) permettent de conclure à la non présence d'effet de site dans la zone, donc effet de site probablement négligeable en ces points. En revanche, la mesure en HV1 montre un pic de fréquence modérée de 9Hz dans le flanc Est. Ce pic modéré pourrait conclure à une évidence d'effet de site dans ce flanc du glissement. La présence de ce pic à fréquence modérée dans le rapport spectral H/V indique également que les mouvements du sol pourraient être amplifiés par des effets de site lithologiques lors d'un séisme majeur dans ce flanc où l'argile verte est présente en surface. Ces mesures doivent être toutefois couplées par d'autres informations complémentaires avant d'inclure des problèmes d'effet de site lithologique et d'amplification de sol pendant un séisme dans l'étude du glissement de Kenscoff-Mahotièr. En sus, l'autre valeur HV2 trouvée dans ce même flanc nous donne une fréquence trop élevée 37Hz pour conclure une analyse d'effet de site lithologique dans ce flanc.

Pour toutes ces raisons, des problèmes d'effet de site ne seront pas considérés dans notre analyse de ce glissement. Les courbes H/V synthétiques plates et les fréquences de résonance f_0 trop élevées obtenues traduisent cette absence d'effet de site et la non-applicabilité de cette méthode H/V sur notre type de terrain. L'ensemble des rapports spectraux H/V obtenus ainsi que leur fréquence synthétique sont présentés en Annexe I.3.

5.- Interprétations croisées des essais géophysiques

Les résultats, obtenus avec les cinq méthodes utilisées, nous permettent de faire une synthèse des différents profils (P-01, P-02 et P-03). Pour chaque profil, les valeurs de vitesse et de résistivité ainsi que les épaisseurs correspondantes sont mentionnées et comparées. Les comparaisons effectuées tiennent compte des limitations des méthodes et d'autres informations telles que la géologie et les prises de photos effectuées sur le site, etc.

Avant de réaliser cette synthèse, rappelons brièvement les limites et les avantages de certaines des méthodes de prospection utilisées dans les profils en long lors de cette campagne de reconnaissance :

- les sondages électriques : la méthode d'interprétation *Elec* utilisée n'est valable que dans le cas des terrains stratifiés plans et homogènes, ce qui n'est pas le cas pour les profils en long. Donc l'interprétation de ces essais tient compte du fait que les terrains ne sont pas électriquement homogènes et que les résistivités trouvées ne sont plus des résistivités vraies mais des résistivités apparentes.
- les tomographies électriques : cette méthode de résistivité électrique permet aussi de mesurer la résistivité apparente du sol lorsque le terrain n'est pas homogène. Dans ce cas, une inversion des résistivités

apparentes est nécessaire pour obtenir les résistivités réelles. De plus, le logiciel *RES2DINV* utilisé nous permet d'introduire les données topographiques du site et d'améliorer l'image de la traînée pour avoir une bonne image pseudo-section.

- les sondages sismiques réfractions : cette méthode prend en compte les terrains inclinés et permet d'identifier des interfaces séparant des zones de vitesses différentes. Elle se base sur la loi de Snell-Descartes et le principe de l'angle critique, donc il est nécessaire que les vitesses sismiques augmentent avec la profondeur pour que la méthode fournisse des résultats corrects. Elle est bien adaptée aux cas de notre site, car les formations en présence montrent des contrastes marqués en termes de vitesse. Toutefois, des anomalies ont été observées lors de l'utilisation du logiciel *Sardine v1.0*, dues à la topographie inclinée de la zone.
- les profils vitesses de cisaillement V_s : cette méthode utilisée avec la plaque et le marteau ne nous permet pas d'arriver jusqu'à 30 m de profondeur. On était obligé de taper plusieurs fois au marteau pour avoir un bon signal et investiguer une profondeur d'environ 15 m. Mais, le logiciel *Pickwin* donne par extrapolation la vitesse V_{s30} permettant d'avoir la classe sismique du site.
- Les mesures H/V : la méthode H/V est applicable dans le cas d'une couche sédimentaire surmontant un substratum sismique. Ce qui n'est pas le cas pour notre site d'étude. Donc, cette méthode n'est pas prometteuse pour l'auscultation du sous-sol de Kenscoff-Mahotièr, car des pics de résonance à haute fréquence peuvent être masqués ou des résultats erronés de rapport H/V peuvent être mesurés dans ce type d'environnement. Cette remarque a été confirmée par des courbes de fréquences synthétiques plates et des fréquences de résonances H/V trop élevées trouvées sur ce site entre lesquelles nous ne trouvons pas de correspondance.

5.1- Profil en long P-01

Le profil en long réalisé en P-01 (figure VI.8) présente une synthèse des résultats obtenus au flanc Est du glissement au cours de notre campagne de reconnaissance. Ce profil montre les valeurs des paramètres recherchés dans chaque essai et la nature des sols déduite de ceux-ci. Dans cette zone, nous avons observé une couche superficielle de 1 m environ que nous appelons « terre végétale mélangée avec des sols latéritiques et quelques cailloux », puis une couche argileuse peu compacte de 4 m suivie d'une couche argileuse plus compacte de 7 m et enfin du grès en profondeur probablement.

Sur ce profil étudié, les valeurs de résistivités moyennes calculées sont similaires pour les deux méthodes électriques utilisées. Cette remarque concorde bien à la théorie puisque ces deux méthodes se basent sur le même principe. Ces valeurs sont homogènes et restent faibles sur toute la

moyennes apparentes obtenues dans ce profil ainsi que les vitesses sismiques confirment cette interprétation.

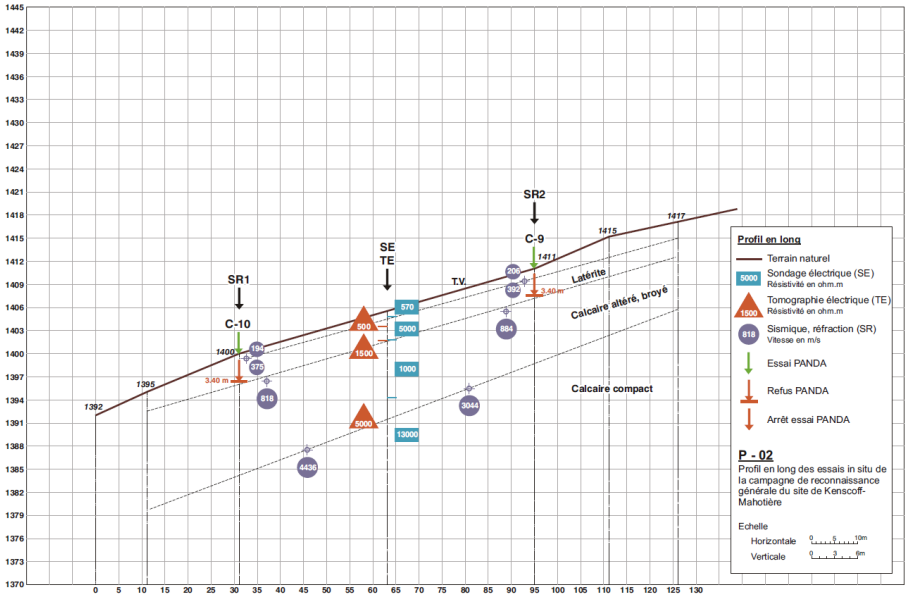


Figure VI.9 : Profil en long en P-02

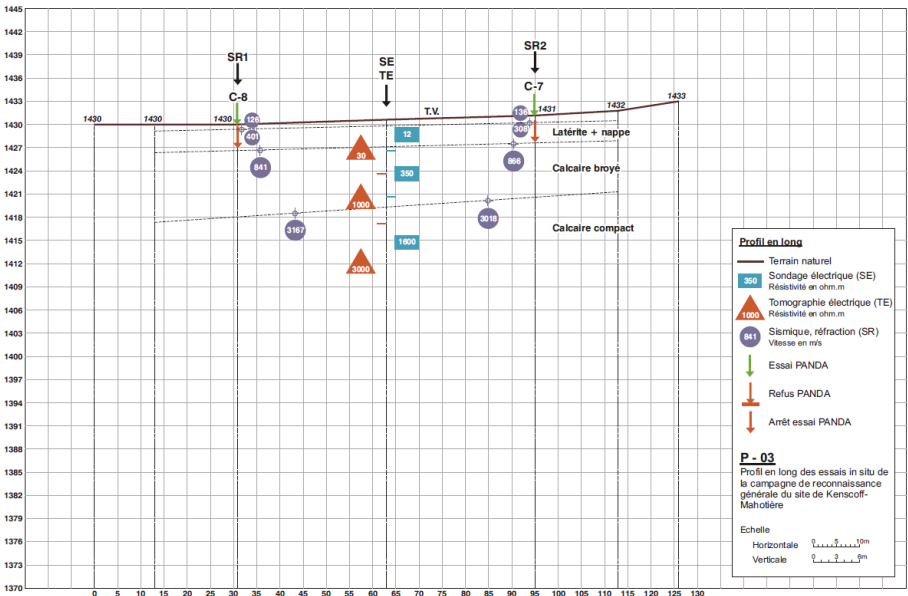


Figure VI.10 : Profil en long en P-03

6.- Conclusion

L'étude de reconnaissance géophysique, réalisée sur le site expérimental, a permis de confirmer par des essais appropriés et des comparaisons de méthodes, la nature et les caractéristiques des sols présents dans la zone, à savoir l'argile, le calcaire, la latérite et le grès probablement à la profondeur investiguée. Elle a permis aussi de connaître le classement sismique (classe D) et la valeur d'accélération maximale horizontale ($PGA = 0.58g$) de ce site à appliquer en vue d'une modélisation de ce glissement sous sollicitation sismique. Cette étude géophysique est en concordance avec l'étude géologique effectuée dans la région, mais elle ne permet pas de valider le pendage des couches géologiques. Elle a rendu possible, d'une part, l'évaluation des caractéristiques géophysiques des sols en présentant seulement des essais permettant d'aboutir à des résultats utilisables et, d'autre part, la validation des méthodes simples et nouvelles en montrant une étude comparative et des résultats concordants. Son intérêt est prépondérant dans le cadre de cette thèse.

La méthodologie appliquée a permis également de sélectionner avec précision les endroits où nous devons effectuer les puits manuels pour les prélèvements d'échantillons à analyser au laboratoire afin que ces échantillons soient représentatifs de la zone d'étude.

Dans cette étude, deux méthodes géophysiques ont été testées pour déterminer la nature lithologique et les formations en présence sur ce site. La méthode basée sur la résistivité électrique et celle basée sur la sismique aboutissent à peu près aux mêmes résultats synthétiques par comparaison.

Il est à noter aussi que cette étude in situ a permis d'avoir une idée de la compacité des sols en question. Cette compacité a été remarquée lors des puits manuels réalisés pour faire les prélèvements. Ces prélèvements seront analysés de façon détaillée dans le chapitre suivant au laboratoire afin d'étudier minutieusement leur caractéristique et leur comportement géotechniques.

CHAPITRE VII : CARACTÉRISTIQUES DES SOLS UTILISÉS

1.- Introduction

Ce chapitre concerne, d'une part, la détermination au laboratoire des paramètres nécessaires à l'identification géotechnique détaillée des sols prélevés sur le site et, d'autre part, à l'étude du comportement hydromécanique de ces sols en non saturés. En ce sens, des essais d'identification et d'évaluation des caractéristiques minéralogiques, chimiques et physiques et aussi des essais de résistance au cisaillement en sols saturés et non saturés ont été réalisés sur les trois échantillons prélevés. Ces échantillons, suite à l'examen visuel et tactile, auront comme appellation d'origine :

- échantillon d'argile verte (figure VII.1a), sol en prédominance dans les massifs et les plaines d'Haïti. Cet échantillon d'argile verte a été prélevé sur le site à une profondeur de 10 m par rapport au terrain naturel. Il est situé du côté Est du glissement et a pour coordonnées UTM (X = 07-91-048 et Y = 20-39-553) et numéro d'essais attribués (E-01 ou 27218-01) ;
- échantillon d'argile rouge ou de latérite (figure VII.1b), sol également prélevé sur le site et en prédominance dans la quasi-totalité des massifs d'Haïti. Cet échantillon de latérite a été prélevé à environ 2 m de profondeur et est situé du côté Ouest du glissement. Il a pour coordonnées UTM (X = 07-90-963 et Y = 20-39-686) et numéro d'essais attribués (E-02 ou 27218-02) ;
- échantillon de calcaire broyé (figure VII.1c), sol en prédominance dans la quasi-totalité des massifs d'Haïti de l'ouest et du sud. Cet échantillon de calcaire a été prélevé aussi sur le site, mais à une profondeur de 15 m par rapport au terrain naturel. Il est situé en tête du glissement et a pour coordonnées UTM (X = 07-90-963 et Y = 20-39-660) et numéro d'essais attribués (E-03 ou 27218-03).

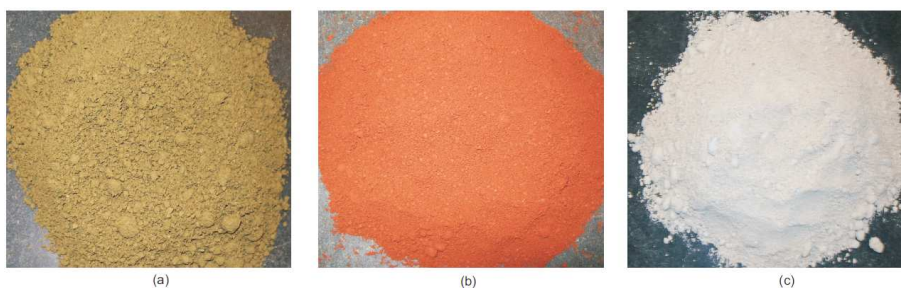


Figure VII.1 : (a) Echantillon d'argile verte E-01, (b) échantillon de latérite E-02 et (c) échantillon de calcaire E-03 sous leur forme remaniée

Les prises d'échantillons de sols remaniés, réalisées dans ces zones sont effectuées de manière la plus délicate (puits manuel, sceau hermétiquement clos, sachet pour transport, etc.) pour la validité des essais au laboratoire. Ces échantillons ont été prélevés à des profondeurs variant de 2 à 15 m de la surface du sol (figure VII.2), puis rapportés par avion en Belgique où ils furent l'objet de nombreux essais en laboratoire. Les échantillons traités sont représentatifs de la zone d'études et leur caractéristique géotechnique déduite représente et prévoit probablement le comportement de toute la zone. Les essais utilisés sont conformes aux normes européennes spécifiques en fonction des essais.

Toutefois, des échantillons intacts n'ont pas pu être utilisés dans ce travail, à cause du manque de matériels disponibles pour réaliser ces prélèvements correctement sur le site. Les tentatives de prélèvement d'échantillons intacts se sont toutes révélées sans succès et les quelques moules de ces échantillons prélevés qu'on avait réussis à transporter en Belgique, n'ont pas pu être utilisés du fait que, lors de l'extraction de ces échantillons dans ces moules, ils ont été fracturés⁴⁴. Ceci est dû probablement aux conditions précaires de prélèvement (moule + marteau pour l'enfoncer dans le sol compact) utilisées pour les réaliser.

Ces échantillons de sols remaniés prélevés sur le site expérimental sont très présents dans d'autres régions d'Haïti, plus particulièrement dans les massifs et les plaines d'Haïti et sur presque toutes les côtes de la République d'Haïti (Presqu'île du Nord-Ouest au niveau de Môle Saint Nicolas, Bombardopolis, Jean Rabel et Baie de Henne, Presqu'île du Sud au niveau du Massif de la Selle, etc.), BUTTERLIN [1960] et BOISSON et al. [1993]. Ils ont des caractéristiques propres de notre région à climat tropical et ont des propriétés géotechniques différentes de celles des sols des régions tempérées. Les recherches effectuées n'ont pas permis de trouver des études géotechniques approfondies dont ces sols auraient été l'objet, nous avons donc consacré des efforts importants à mener une étude géotechnique détaillée de ces sols, puis les analyser et les synthétiser afin d'apporter une meilleure compréhension du sujet abordé et une meilleure connaissance de ces types de sols.

⁴⁴ Les échantillons intacts (non remaniés) étaient dans un si mauvais état qu'il n'a pas été possible de les utiliser pour les essais mécaniques. Ils étaient en effet fortement fissurés et se sont tous cassés lors de leur extraction de la douille.

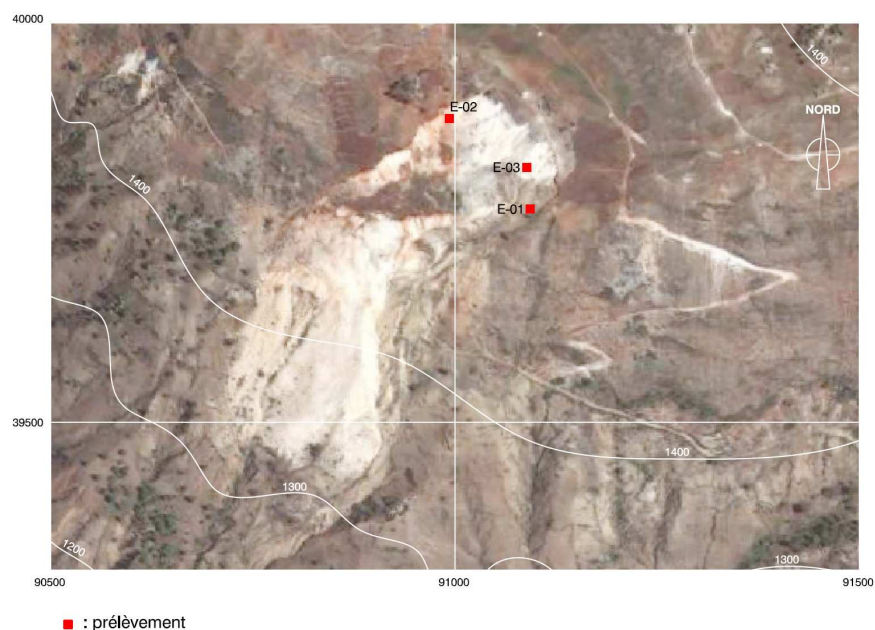


Figure VII.2 : Lieux de prélèvement des échantillons E-01 (argile verte), E-02 (latérite) et E-03 (calcaire)

2.- Identifications minéralogique et chimique

Les études d'identification minéralogique et chimique ont été déterminées à l'aide des essais de teneur en matières organiques, de teneur en chaux, de diffraction des rayons X et de capacité d'échange cationique.

2.1- Teneur en matières organiques

La teneur en matières organiques est, par définition, la perte en poids d'un échantillon par attaque à l'eau oxygénée (H_2O_2 à 20%), rapportée au poids initial de l'échantillon. Cette teneur en matières organiques a été déterminée sur les échantillons E-01, E-02 et E-03, selon la norme belge NBN 589-207-DT26. Ces essais ont été réalisés au Laboratoire Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil (LEMSC) de l'Université catholique de Louvain (UCL). Les résultats obtenus pour les trois échantillons sont présentés au tableau VII.1.

2.2- Teneur en chaux

La teneur en chaux est la perte en poids d'un échantillon par attaque à l'acide chlorhydrique (HCl à 20%), rapportée au poids total de l'échantillon. Trois essais de teneur en chaux ont également été réalisés sur les mêmes échantillons, après leur attaque à l'eau oxygénée. Ces essais ont été

effectués au LEMSC de l'UCL, selon la norme belge NBN 589-209-DT24. Le tableau VII.1 reprend les valeurs de teneur en chaux obtenues pour chacun des trois échantillons.

2.3- Diffractions des rayons X

La diffraction des rayons X⁴⁵ (DRX) est une méthode d'analyse physico-chimique qui permet de caractériser la matière et porte plus particulièrement sur l'identification et la quantification des minéraux cristallins du sol. Cette méthode a été réalisée au laboratoire d'Analyse Chimique des Matériaux de l'Environnement (ACME) de l'UCL sur les deux échantillons E-01 et E-02. La figure VII.3 présente les spectres de diffraction obtenus pour ces deux échantillons, selon le logiciel *Diffra plus XRD Commander* et un programme de traitement *EVA* (capable d'identifier qualitativement les différentes phases minérales en comparant les spectres obtenus à ceux contenus dans la base de données).

2.4- Capacité d'échange cationique

La capacité d'échange cationique (CEC) représente la quantité de cations que les particules de sol peuvent retenir à leur surface par attraction électrostatique. Elle mesure la concentration en cations non-fixés dans la couche diffuse et dépend de la charge totale. Elle permet de caractériser la minéralogie de la phase argileuse de nos sols. La CEC a été également réalisée au laboratoire ACME de l'UCL sur les deux échantillons E-01 et E-02, mais sur leur fraction argileuse. Les résultats de cette CEC sont montrés au tableau VII.3.

⁴⁵ Cette technique permet de caractériser l'arrangement des atomes, des couches d'atome tels qu'organisés au sein des cristaux et de déterminer les minéraux présents dans chaque échantillon. Ce dernier est irradié par un rayonnement X dont la longueur d'onde est du même ordre de grandeur que les espaces interatomiques. Les cristaux présents dans l'échantillon diffractent les rayons X et un détecteur monté sur un bras tournant détecte les angles pour lesquels il y a un rayon diffracté et mesure l'intensité du rayonnement dans cette direction. Ensuite, l'intensité du rayonnement obtenue pour les différents angles d'incidence θ , placée dans un graphique, détermine le spectre de l'échantillon. Pour bien comprendre cette analyse, il est important de préciser que chaque composé cristallisé possède son propre spectre de diffraction caractéristique, présenté sous la forme d'une liste de pic. Chaque pic est caractérisé par son intensité et la distance réticulaire d correspondant à l'angle θ du pic. Cette conversion de l'angle θ en distance inter-réticulaire est démontrée par la loi de Bragg, permettant d'avoir une valeur indépendante de la longueur d'onde des rayons X : $n\lambda = 2d \sin \theta$, où d est la distance inter-réticulaire en Å (distance entre deux plans cristallins) ; θ l'angle d'incidence des rayons X par rapport au plan réticulaire ; λ la longueur d'onde des rayons X en Å et n un nombre entier (ordre de réflexion).

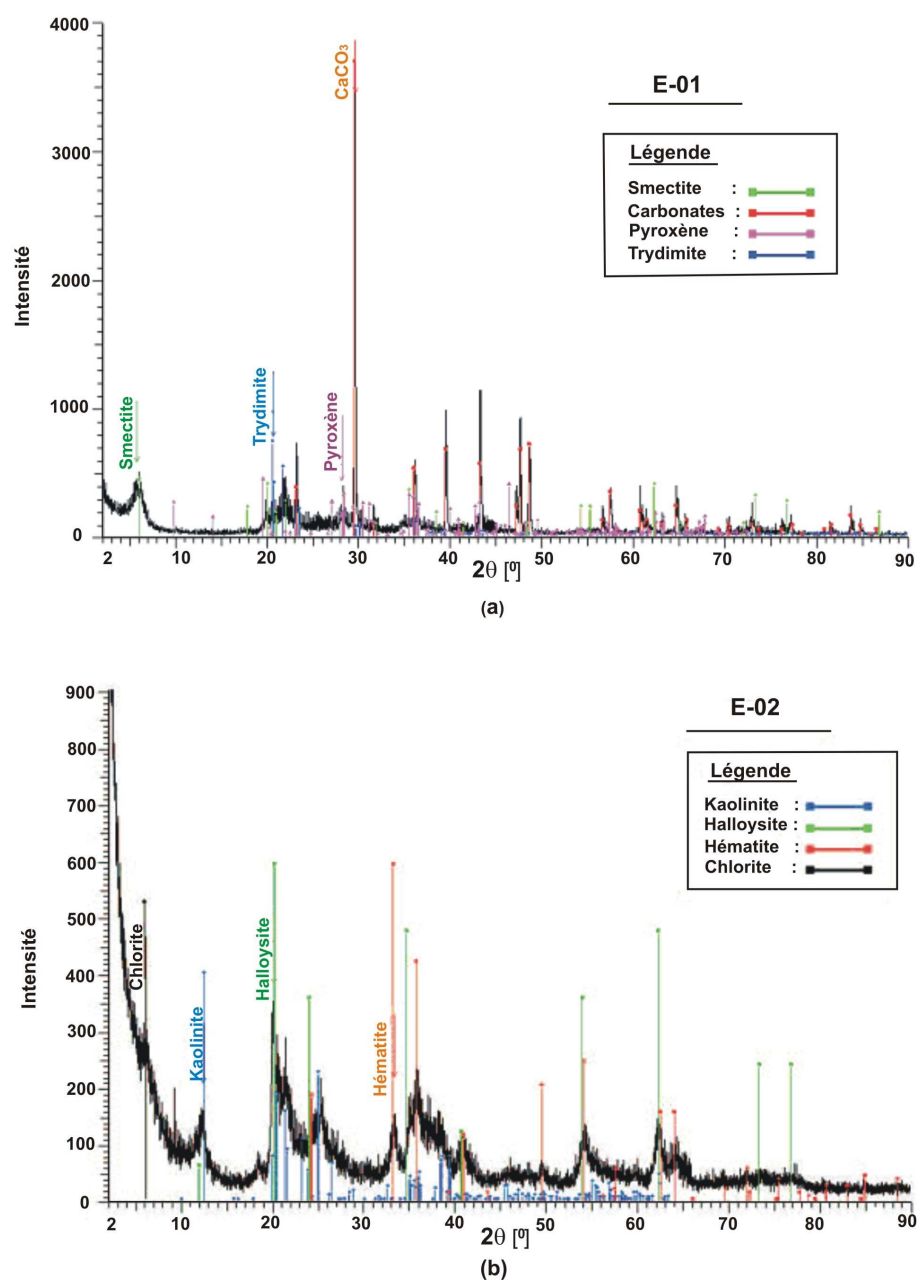


Figure VII.3 : (a) Spectre obtenu sur l'entièreté de l'échantillon E-01 ; (b) Spectre obtenu sur l'entièreté de l'échantillon E-02

2.5- Analyse minéralogique

L'analyse minéralogique des échantillons est basée sur les quatre essais présentés ci-dessus. Cette analyse montre les différents minéraux que composent les échantillons prélevés sur le site. L'échantillon E-03 est constitué uniquement de carbonate de calcium CaCO_3 (teneur en chaux proche de 100%). La valeur de teneur en chaux très élevée obtenue pour cet échantillon montre qu'on est en présence d'une roche calcaire pure, comme nous l'avons déjà signalé lors de l'étude géologique cette présence de calcaires très purs et très durs de couleur blanche. L'échantillon E-02, quant à lui, est formé de l'hématite Fe_2O_3 et de minéraux argileux, principalement d'un intime assemblage de l'halloysite $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, de la chlorite $(\text{Fe,Mg,Al})_6(\text{Si,Al})_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$ et de la kaolinite $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$. Et, l'échantillon E-01 est dominé par quelques impuretés de carbonate de calcium CaCO_3 et de minéraux argileux, en majorité de la smectite $(\text{Na,Ca})_{0,3}(\text{Al,Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$, du pyroxène $\text{XY}(\text{SiO}_3)_2$ et de la trydimite, un des polymorphes de SiO_2 . Cette majorité de smectite présente dans E-01, estimée à partir des spectres obtenus lors de la diffraction des rayons X réalisée sur l'entièreté de cet échantillon, indique sa sensibilité à l'eau pouvant donner lieu à des gonflements ou des retraites importants. Il est également important de mentionner, grâce aux diffractions des rayons X, la présence de calcite dans E-01 et son absence dans E-02. Les résultats de cette analyse minéralogique sont consignés au tableau VII.1.

Echantillon	E-01 / 27218-01	E-02 / 27218-02	E-03 / 27218-03
Appellation	Argile verdâtre	Latérite	Calcaire broyé
Minéraux	Carbonates	Hématite	Carbonates
	Smectite	Halloysite	
	Pyroxène	Chlorite	
	Trydimite	Kaolinite	
Teneur en humus [%]	0.83	0.67	0.035
Teneur en chaux [%]	27.70	22.65	99.765

Tableau VII.1 : Caractéristiques minéralogique et chimique des échantillons E-01, E-02 et E-03

2.6- Analyse chimique

L'analyse chimique repose également sur les quatre essais réalisés à l'UCL, au cours de cette identification. Les échantillons analysés (E-01, E-02 et E-03) contiennent une infime quantité de matières organiques (teneurs en humus extrêmement faibles de 0.035% à 0.83%, donc sols quasi non-organiques). Ces faibles valeurs de teneur en matières organiques résultent de la profondeur du prélèvement. En revanche, les échantillons E-01 et E-03 contiennent un pourcentage élevé de matières calcaires (teneurs en chaux de 27.7% pour E-01 et 99.77% pour E-03). Cette présence importante de calcaire a d'ailleurs été confirmée par la diffraction des rayons X. La valeur non négligeable de teneur en chaux obtenue dans l'échantillon E-01 justifie la texture relativement crayeuse de cet échantillon ainsi que sa couleur fort

pâle lorsqu'il est à l'état sec. Cette valeur de teneur en chaux trouvée dans E-01 s'explique aussi par le fait que cet échantillon analysé provient d'un endroit quelque peu remanié par le glissement où l'argile pure a été mélangée partiellement à du calcaire. Une valeur non négligeable de teneur en chaux a été également obtenue pour E-02 (22.65%). Cette valeur est due à la dissolution dans l'HCl, d'une partie de l'hématite (oxydes de fer) présente dans l'échantillon. Car, ce dernier est peu contaminé par le calcaire, comme l'a montré la diffraction des rayons X. Cette analyse est confirmée par la couleur jaunâtre de la solution de lavage obtenue lors de l'essai de teneur en chaux, traduisant la disparition de la couleur rouge caractéristique des sols ferralitiques. La concentration d'hématite présente dans E-02 définit donc son caractère d'argile latéritique. Son degré de latérisation est donné par le rapport sesquioxyde qui est défini comme le nombre de molécules de silice (SiO_2) par molécule d'oxyde d'aluminium (Al_2O_3) et d'oxyde ferrique (Fe_2O_3) dans les minéraux argileux ou les sols :

$$R_s = \text{SiO}_2 / (\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3) = \text{SiO}_2 / R_2\text{O}_3 \quad [\text{VII.1}]$$

2.7- Diffraction des rayons X sur les fractions argileuses

Pour réaliser une étude plus complète des minéraux argileux présents dans les échantillons E-01 et E-02, l'analyse s'est concentrée sur leur fraction argileuse. Concrètement, nous avons isolé cette fraction argileuse des autres fractions granulométriques par sédimentation. Puis, nous avons réalisé différents traitements dessus tels que des saturations de l'échantillon au potassium et au magnésium, accompagnés de traitements thermiques. Ensuite, nous avons effectué une diffraction des rayons X sur chacune des fractions. Cette procédure permet de lever d'éventuelles incertitudes puisque chaque minéral réagit différemment à ces différents traitements et génère sous ces traitements un pic qui lui est propre et qui permet de le classifier.

La figure VII.4 montre les spectres obtenus pour les fractions argileuses de E-01 et E-02, sous les différents traitements. L'analyse des spectres de la fraction E-01 montre que le cortège argileux est dominé par la smectite quasi-pure. Ceci est prouvé par les différents pics obtenus (figure VII.4a). En effet, pour cette fraction, nous avons observé sous les traitements au potassium (K) à hautes températures (300°C et 550°C) que les espaces interatomiques ne changent pas et donnent une intensité de pic de 10Å. Cependant, sous une faible température (20°C), ce traitement au potassium montre une intensité de pic de 12.3Å. Ce phénomène montre que sous de faible température, la distance réticulaire augmente, alors qu'elle reste constante pour des températures élevées. Nous avons aussi réalisé un traitement au magnésium (Mg) à 20°C et nous avons obtenu une intensité de pic de 14.5Å. Ceci montre que le magnésium fait augmenter la grandeur des espaces interréticulaires plus que le potassium. Enfin, nous avons effectué un traitement au magnésium (Mg) à l'éthylène glycol (E.G.), et nous avons obtenu une intensité de pic de 17Å. Ces pics obtenus montrent que cette fraction argileuse possède des caractéristiques de gonflement sous

certaines traitements (variation de distance interatomique) et qu'elle peut être réellement attribuée à la smectite (tableau VII.2). La calcite, observée dans l'entièreté de E-01, est encore présente mais en quantité réduite puisqu'une grande partie de celle-ci a été éliminée grâce à l'utilisation d'une résine échangeuse de cations. Nous avons aussi effectué une analyse de CEC sur cette fraction argileuse. Cette CEC a également confirmé cette smectite trouvée par la DRX. Le résultat de cette CEC est listé dans le tableau VII.3.

L'analyse des spectres de la fraction argileuse de E-02 a permis de mettre en évidence les pics de la chlorite et de la kaolinite (figure VII.4b). En effet, nous avons accompli les mêmes traitements sur cette fraction à différentes températures également. Nous avons observé qu'il n'y a pas de variations de distances interatomiques et que ce composé cristallin donne lieu à deux pics principaux de 7.1Å et 14.17Å (tableau VII.2), relatifs à la kaolinite et à la chlorite respectivement, et un pic secondaire de la chlorite de 3.1Å. Ces pics restent constants pendant les différents traitements appliqués. La présence, toujours importante d'oxydes de fer, rend néanmoins l'interprétation du spectre délicate et de nombreux traitements additionnels devraient être réalisés afin de pouvoir déterminer avec exactitude la composition de cette fraction argileuse. Toutefois, sur base des informations disponibles, nous parvenons à la conclusion que ce cortège argileux est dominé par un complexe d'argile à comportement chlorotique élevé (90 - 95%) et une faible quantité de kaolinite (5 - 10%), pourcentage trouvé à l'aide du logiciel *Siroquant*, utilisé au laboratoire ACME de l'UCL. Ce complexe argileux n'est pas confirmé par la CEC, réalisée sur cette fraction argileuse (tableau VII.3). En effet, la valeur de CEC montre la présence d'illite dans cette fraction.

	R.H.	20°C	E.G.		105°C		300°C		550°C	
	Mg	K	Mg	K	Mg	K	Mg	K	Mg	K
<i>Kaolinite</i>	7 Å	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
<i>Smectite</i>	14	12	17	15	-	-	10	10	10	10
<i>Chlorite</i>	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14

Tableau VII.2 : Intensités des pics sous différents traitements pour chaque minéral et en rouge italique minéraux observés lors des essais

Type d'argile	CEC [cmol/kg]	Type de fraction d'argile	CEC [cmol/kg]
Chlorites	< 10	-	-
Kaolinites	1 ... 10	-	-
<i>Illites</i>	10 ... 40	E-02	20
<i>Smectites</i>	80 ... 120	E-01	88
Vermiculites	100 ... 150	-	-

Tableau VII.3 : Ordre de grandeur des CEC et valeurs de CEC obtenues

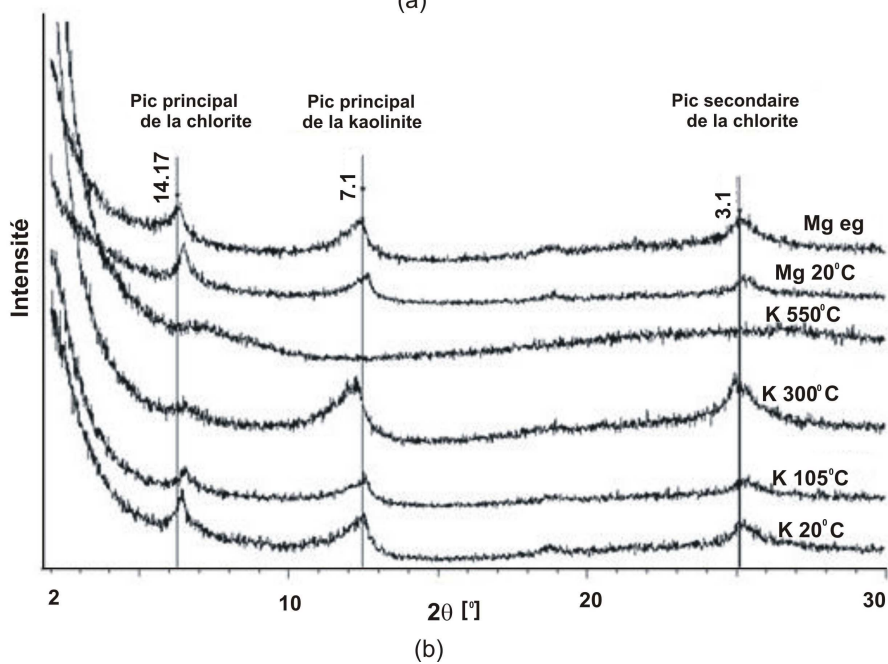
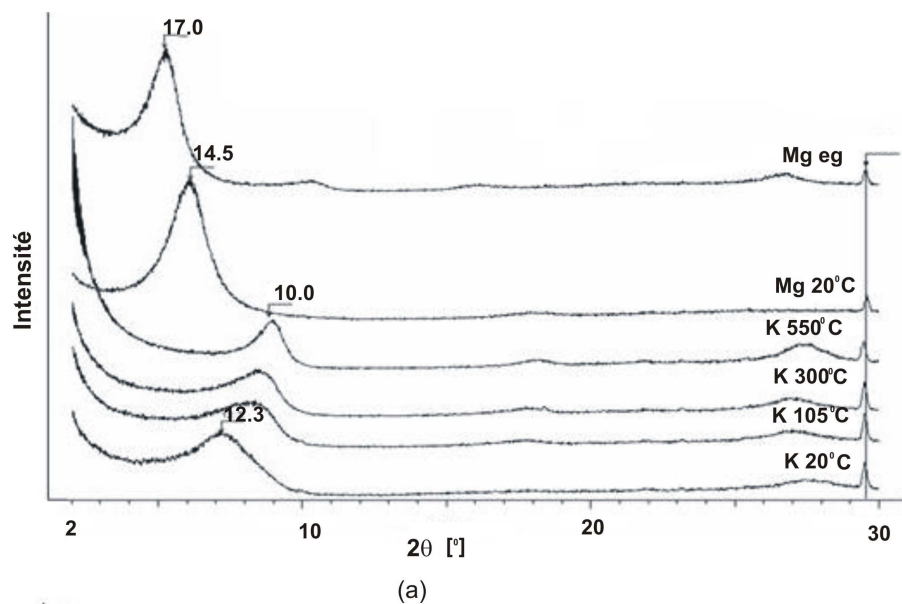


Figure VII.4 : (a) Spectre obtenu pour la fraction argileuse E-01 ; (b) Spectre obtenu pour la fraction argileuse E-02

3.- Identification physique

L'identification physique classique des sols en conditions saturées sera considérée dans cette partie afin d'avoir un état de référence pour les études en sols non saturés. Les sols utilisés par la suite sont les échantillons E-01, E-02 et E-03 prélevés sur le terrain et non leur fraction argileuse comme décrit au paragraphe précédent. Ces échantillons, comme nous avons mentionné aussi plus haut, possèdent des impuretés de carbonates et des oxydes de fer. Leur analyse physique tiendra compte de cette particularité liée au site d'étude qui sera nécessaire pour la suite, notamment lors du calcul de stabilité des pentes en sols hétérogènes.

Les paramètres géotechniques d'identification physique déterminés comprennent la teneur en eau naturelle, le poids spécifique, l'analyse granulométrique et sédimentométrie sur la fraction allant de 0 à 2.5 mm et les limites de consistance.

3.1- Teneur en eau

La teneur en eau a une influence importante sur les caractéristiques mécaniques d'un sol, notamment par son effet sur la masse volumique lors de l'essai Proctor ou encore dans les argiles sur la cohésion apparente. Pour un sol donné, la teneur en eau influence son état de compacité et donc ses propriétés mécaniques.

Pour déterminer les valeurs des teneurs en eau de chacun des échantillons, nous les avons placés dans des seaux hermétiques après leur prélèvement, et ce jusqu'à leur arrivée au laboratoire de la Faculté des Sciences (FDS) de l'Université d'Etat d'Haïti (UEH) et au LEMSC de l'UCL. Nous avons effectué des teneurs en eau en Haïti, selon la norme française NFP 94-050-DT19, avant leur envoi en Belgique afin d'avoir une idée des valeurs réelles sur le terrain. Une fois arrivé au LEMSC de l'UCL, les seaux sont entreposés dans une chambre humide. Nous avons effectué à nouveau des teneurs en eau, selon la norme belge NBN 589-203-DT20, afin de voir si les teneurs en eau de leur contenu ne varient pas. Nous avons constaté que les valeurs obtenues par les deux méthodes appliquées sont pratiquement les mêmes. Nous avons décidé de garder les valeurs de teneur en eau trouvées au LEMSC de l'UCL pour la cohérence dans l'interprétation des résultats puisque tous les autres essais sont réalisés à l'UCL. Le tableau VII.4 reprend les valeurs des teneurs en eau obtenues pour les trois échantillons (E-01, E-02 et E-03).

3.2- Masse volumique des grains

L'essai de masse volumique des grains (poids spécifique) a été réalisé au LEMSC de l'UCL suivant la procédure N03.09 pour les trois échantillons. Le

tableau VII.4 reprend les valeurs des masses volumiques des grains obtenues pour chaque échantillon.

Les conditions de réalisation au LEMSC de l'UCL de cet essai donnent des valeurs correctes vu la précision des mesures. Toutefois, nous avons remarqué que la valeur du poids spécifique de E-02 ($\gamma_s = 27.689 \text{ kN/m}^3$) est plus élevée que les deux autres. Ce phénomène peut être alloué à la haute teneur en fer retrouvée dans cet échantillon.

3.3- Analyse granulométrique

L'essai granulométrique, tamisage et sédimentation, a été réalisé sur les trois échantillons, suivant la norme belge NBN EN 933-1 au LEMSC de l'UCL. Les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés à la figure VII.5 et au tableau VII.4.

L'échantillon E-01 est constitué environ de 45% d'argile granulométrique, de 50% de limon granulométrique et d'une petite quantité de sable fin granulométrique 5%. L'échantillon E-02 est composé approximativement de 94% d'argile et 6% de limon. Pour l'échantillon E-03, les classes granulométriques dominantes sont le sable fin 70%, le limon 23% et une faible quantité d'argile 7%. Donc, la teneur en argile granulométrique est très variable et plus présente dans les échantillons E-01 et E-02. En revanche, cette présence de teneur argileuse est faible (7%) pour E-03.

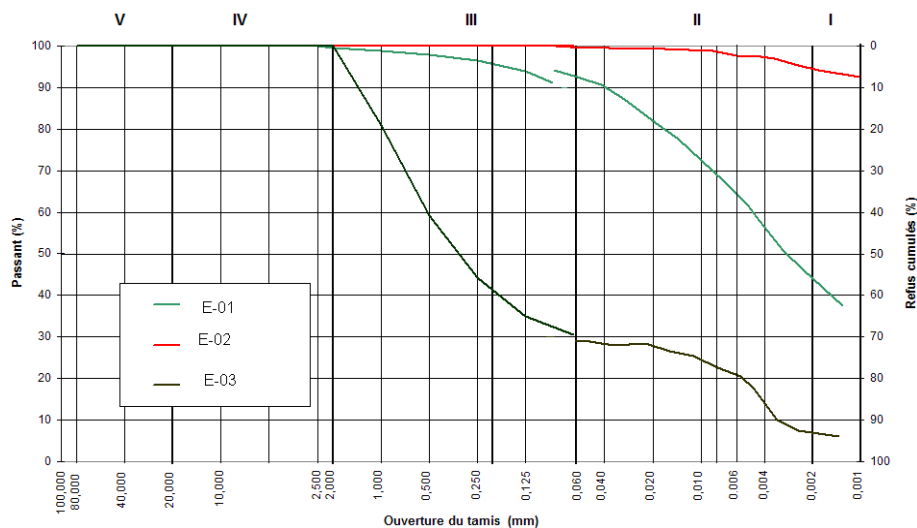


Figure VII.5 : Courbes granulométriques des trois échantillons de sols utilisés (E-01, E-02 et E-03)

Les données granulométriques obtenues permettent de classer les trois échantillons à l'aide du triangle de textures pédologiques (diagramme de l'U.S. Department of Agriculture) illustré à la figure VII.6. Selon cette classification, les échantillons E-01, E-02 et E-03 correspondent respectivement à de l'argile silteuse, de l'argile, et du limon sableux. Cette classification est toutefois insuffisante, car les échantillons contiennent plus de 10% de particules inférieures à 60 μm et une quantité non négligeable de chaux. Il est nécessaire de faire appel aux caractéristiques de limites de consistance des sols et au diagramme de Casagrande afin de compléter cette classification.

Cependant, les données granulométriques donnent une bonne idée des valeurs du coefficient d'uniformité g et du coefficient de courbure C_c de l'échantillon E-03. Ces coefficients nous indiquent que sa courbe granulométrique est fort étalée, donc peu uniforme ($g = 0.006$, fort proche de zéro), et possède une continuité bien répartie ($1 < C_c = 2.4 < 3$) et que les grains se présentent sur une très grande gamme. Pourtant, il n'a pas été possible de déterminer ces coefficients pour les courbes granulométriques de E-01 et E-02. En effet, l'allure de leur courbe ne permet pas de déterminer avec précision D_{10} , D_{30} , D_{50} et D_{60} (diamètre des grains correspondant à leur indice de passant en masse) pour E-02 et D_{10} et D_{30} pour E-01.

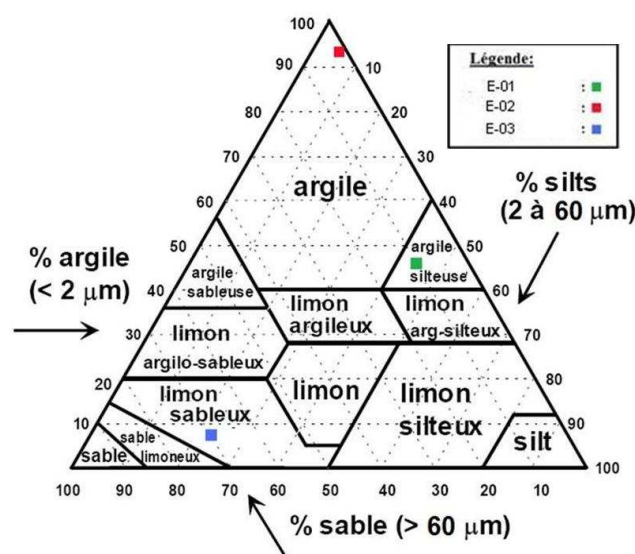


Figure VII.6 : Classification triangulaire des sols utilisés (E-01, E-02 et E-03)

3.4- Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ont été effectuées au LEMSC de l'UCL sur les échantillons E-01 et E-02, suivant la norme française NFP 94-051-DT27. Cependant, nous n'avons pas pu déterminer ces limites pour l'échantillon E-

03 du fait de son caractère peu plastique. En effet, une fois l'échantillon E-03 préparé, nous n'avons pas réussi à réaliser, à l'aide de la spatule normalisée, une rainure sans que tout cet échantillon ne s'arrache. Les valeurs des limites de E-01 et E-02 sont indiquées au tableau VII.4.

Les indices de plasticité I_p obtenus sont de 32% pour E-01 et de 40.1% pour E-02. Ces valeurs de I_p montrent que ces échantillons, en absorbant de l'eau, ont la capacité de devenir très déformables. Selon ces valeurs de I_p , E-01 serait donc un sol plastique et E-02 serait un sol très plastique (sols plastiques pour $15\% < I_p < 40\%$ et très plastiques au delà de 40%).

Les limites de retrait qui traduisent la teneur en eau séparant l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait, sont également effectuées sur E-01 et E-02. Les valeurs obtenues varient très peu pour ces deux sols et sont comprises entre 24 - 25%. Ces valeurs indiquent la quantité d'eau juste nécessaire pour combler les vides de ces sols à leur volume minimum et traduisent la capacité de ces sols à se rétracter de manière importante en période sèche à cause de leur retrait élevé.

Ces limites de consistance sont fondamentales pour l'identification physique des sols fins dont plus de 50% des éléments ont un diamètre inférieur à 80 μm . Les résultats de ces limites permettent de classer les échantillons E-01 et E-02 en utilisant la classification du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Cette classification fait appel au diagramme de Casagrande pour identifier les sols. Selon cette classification, illustrée par la figure VII.7, les échantillons E-01 et E-02 correspondent à des limons très plastiques. L'échantillon E-03, attribué aux sols grenus, peut être qualifié de sable limoneux, à partir de ce diagramme, en supposant que la limite d'Atterberg se trouve en dessous de la ligne A.

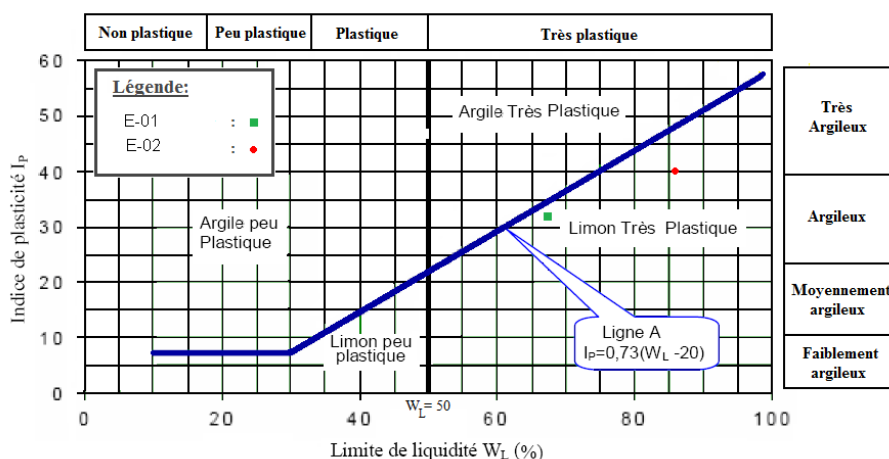


Figure VII.7 : Diagramme de Casagrande

Echantillon N°		E-01	E-02	E-03
Teneur en eau	w [%]	35.51	42.88	5.27
Poids spécifique	γ_s [kN/m ³]	25.884	27.689	26.491
Limites de consistance	W_L [%]	67.3	85.8	-
	W_P [%]	35.3	45.7	-
	I_P [%]	32	40.1	-
	W_S [%]	24.73	24.19	-
	I_S [%]	42.57	61.61	-
Granulométrie	sable [%]	5	-	70
	limon [%]	50	6	23
	argile [%]	45	94	7
Caractéristiques des courbes granulométriques	D_{10} [μ m]	-	-	3
	D_{30} [μ m]	-	-	60
	D_{50} [μ m]	3	-	300
	D_{60} [μ m]	4.5	-	500
	g [-]	-	-	0.006
	C_c [-]	-	-	2.4
Classification		limon très plastique	limon très plastique	sable limoneux

Tableau VII.4 : Propriétés physiques des trois échantillons de sols utilisés (E-01, E-02 et E-03)

4.- Caractéristiques mécaniques

L'étude du comportement mécanique vise particulièrement à étudier la consistance des sols utilisés. Cette consistance est caractérisée par la détermination de la résistance au cisaillement des sols. Cette dernière est classiquement décrite par son critère de plasticité, défini par la loi de Mohr-Coulomb.

En géotechnique, on s'intéresse davantage à la résistance au cisaillement des sols parce que, dans la plupart des instabilités observées dans ce domaine, la rupture est produite en général par une méconnaissance de cette résistance.

4.1- Essai de compactage - Essai Proctor

La compacité est un paramètre important et significatif en termes de résistance au cisaillement des sols. Ce concept traduit l'état d'imbrication des particules du sol et intègre plusieurs facteurs indépendants. Parmi ces facteurs, on peut citer la forme des grains, la granulométrie du sol, la teneur en eau et l'énergie liée à la mise en place du sol.

Des essais de compactage ont été réalisés sur les trois échantillons de sol (E-01, E-02 et E-03) à deux énergies différentes de compactage : compactage standard et compactage modifié. Le tableau VII.5 donne les caractéristiques des énergies de compactages utilisées.

Caractéristiques de l'essai	Volume du moule [cm ³]	Poids du moule [g]	Poids de la dame [g]	Hauteur de chute [cm]	Nombre de couches	Nombre de coups / couche
Energie =0.540 [J.cm ⁻³]	943.997	3538.6	2490	30.5	3	25
Energie =2.68 [J.cm ⁻³]	943.997	3538.6	4540	45.7	5	25

Tableau VII.5 : Caractéristiques des différentes énergies de compactage utilisées

L'essai Proctor mesure les variations de la compacité du sol en fonction de la teneur en eau à laquelle il est préparé pour une énergie de compactage donnée. Cet essai a été réalisé au LEMSC de l'UCL suivant la norme française NFP 94-093.

En pratique, l'essai Proctor consiste à compacter dans un moule cylindrique de dimensions données, un sol humidifié préalablement placé dans le moule en un nombre déterminé de couches. Chaque couche est compactée au moyen d'une dame de poids donné, tombant d'une hauteur déterminée.

Afin d'obtenir une courbe Proctor représentative des sols utilisés, nous avons préparé, pour chaque point de la courbe de compactage, un nouvel échantillon de sol à une teneur en eau différente. Puis, nous compactons cet échantillon par un certain nombre de coup de dame et nous mesurons le poids volumique apparent et la teneur en eau de chaque éprouvette. Ce mode opératoire est identique pour les deux énergies différentes de compactage imposées aux sols utilisés. Le choix étant dicté uniquement par la nature de ces échantillons. Pour le sol sableux limoneux, nous avons utilisé le Proctor Normal qui s'avère plus adéquat. Pour les sols à caractère argileux, nous avons appliqué le Proctor Modifié.

Les résultats des essais de compactage sont listés au tableau VII.6. Ces résultats sont également portés sur un diagramme donnant le poids volumique sec en fonction de la teneur en eau (figure VII.8). La courbe de

compactage obtenue présente un maximum correspondant aux valeurs de l'optimum Proctor.

Echantillon N°	Energies de compactage E [J.cm ⁻³]	Teneur en eau optimale w _{opt} [%]	Poids volumique sec maximum γ _{dmax} [g.cm ⁻³]
E-01	2.68	24	1.57
E-02	2.68	34	1.41
E-03	0.54	10.02	2.01

Tableau VII.6 : Résultats des essais Proctor à différentes énergies de compactage

Les trois échantillons présentent une sensibilité à l'eau autour de l'optimum Proctor (figure VII.8). Cette sensibilité est remarquable pour les sols, car la courbe de compactage chute un peu après avoir atteint l'optimum. Les valeurs faibles de cette courbe pour des teneurs en eau avant l'optimum sont expliquées par la lubrification non suffisante des grains afin de permettre sa bonne mise en place. En revanche, à haute teneur en eau au-delà de cet optimum, le serrage des grains diminue et une partie de l'énergie de compactage est absorbée par l'eau, d'où la diminution de la densité de compactage.

Toujours sur ces courbes, l'influence de la teneur en eau sur l'état de compaction est très importante. Nous constatons que le poids volumique apparent γ_d est relativement faible quand les sols sont secs, ensuite γ_d croît pour atteindre la valeur maximum $\gamma_{d\max}$ pour une teneur en eau w_{opt} et enfin se décroît après cette valeur. Ensuite, les courbes de saturation ont été tracées pour les trois échantillons afin de comparer les comportements selon leur nature. Nous remarquons que l'échantillon E-03 se comporte comme un sol sableux avec une teneur en eau optimale faible et un poids volumique maximal élevé. Cet échantillon est éloigné graphiquement des deux autres ($w_{opt} = 10.02\%$ et $\gamma_{d\max} = 2.01\text{ g/cm}^3$). Nous observons que sa courbe de saturation $S_r = 100\%$ est éloignée de la courbe de compactage et que cette dernière, même à des teneurs en eau élevées, ne pourra pas atteindre la courbe de saturation. Nous notons aussi qu'à l'optimum la valeur de S_r pour E-03 est de 78%. La courbe de compactage E-03 est proche des courbes types B₁ et C₁, d'après HOLTZ et KOVACS [1991], caractéristiques d'un sable limoneux, ce qui a été déjà confirmé dans l'étude d'identification physique.

En revanche, pour les échantillons E-01 et E-02 (figure VII.8) qui sont plus sensibles à l'eau, les teneurs en eau à l'optimum sont plus élevées et les poids volumiques secs plus faibles. Ces teneurs en eau élevées peuvent s'expliquer par le fait que ces échantillons ont une certaine capacité d'adsorption d'eau et sont caractéristiques des sols à tendance argileuse. Leur comportement en présence d'eau est modifié par le gonflement qui en

résulte. Nous notons sur leur diagramme Proctor que les courbes de saturation ($S_r = 100\%$) sont proches de leur courbe de compactage, mais elles ne les atteignent jamais. A leur optimum, il est à remarquer que les valeurs de S_r pour E-01 et E-02 sont respectivement de 90% et 95%. Nous remarquons aussi sur leur diagramme que la courbe de compactage E-01 se trouve au-dessus de celle de E-02. Ce constat prouve que la courbe E-01 est plus sensible à l'eau et que sa capacité de gonflement est importante. Ceci est dû à la présence de la smectite retrouvée dans cet échantillon. Ces deux courbes sont proches respectivement des courbes typiques A_3 et B_3 , d'après HOLTZ et KOVACS [1991].

Il est à noter que les valeurs obtenues à l'optimum pour les échantillons remaniés (E-01, E-02 et E-03) ne sont des maxima que pour l'énergie et la méthode de compactages utilisées. Ces valeurs ne correspondent pas nécessairement au poids volumique maximal des sols qui peuvent être obtenus sur le terrain. Toutefois, ces valeurs sont très importantes et serviront de référence pour les autres essais mécaniques exigeant antérieurement le compactage des sols et nécessaires pour l'analyse de stabilité des pentes. Par la suite, nous utilisons les valeurs obtenues à l'optimum Proctor comme valeurs de référence pour compacter les échantillons.

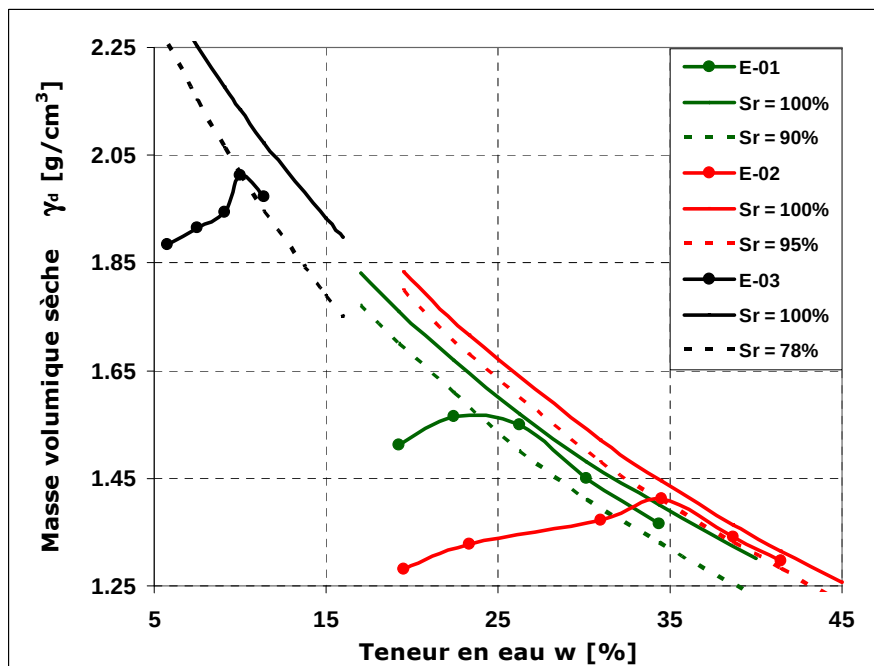


Figure VII.8 : Résultats de l'essai Proctor sur les échantillons E-01, E-02 et E-03

4.2- Essai de perméabilité

La perméabilité k est une propriété du sol qui définit comment l'eau circule à travers le sol. Cette perméabilité du sol a été réalisée au LEMSC de l'UCL suivant leur dossier technique. Cet essai est généralement nécessaire à effectuer lorsqu'on travaille à la conception d'ouvrages pour lesquels on doit tenir compte des écoulements souterrains. Son but est de déterminer la valeur de cette perméabilité k , définie par la loi de Darcy :

$$v = k \times i \quad [\text{VII.2}]$$

où i , la valeur adimensionnelle, représente le gradient hydraulique et v , exprimée en m/s, la vitesse de percolation de l'eau à travers l'échantillon.

La vitesse de percolation est une vitesse apparente obtenue en divisant le débit $q[\text{m}^3/\text{s}]$ par la section totale $A[\text{m}^2]$ de l'échantillon. Il ne faut pas confondre cette vitesse apparente avec la vitesse réelle de l'eau dans le sol, ni avec sa vitesse moyenne.

La loi de Darcy est applicable aux sables pour lesquels le régime est laminaire et les forces de surface négligeables et également aux argiles pour lesquelles le régime est toujours laminaire, mais les formes des particules et les effets électriques de surface peuvent perturber le phénomène d'écoulement.

En laboratoire, nous avons déterminé la perméabilité des échantillons à l'état saturé. Nous avons utilisé pour les échantillons (E-01 et E-02) le perméamètre à charge variable, applicable dans le cas des sols fins, et pour l'échantillon (E-03), le perméamètre à hauteur de charge constante, applicable pour les sables et les graviers. Pour la préparation des échantillons, nous avons choisi les données de l'optimum Proctor, comme conditions initiales de notre travail reflétant celles existant sur le terrain, pour le compactage, c'est-à-dire que la masse de sol nécessaire à une teneur en eau optimale ($\gamma_h = \gamma_d(1+w)$ et $P_h = V\gamma_h$) est introduite dans le moule et est compactée statiquement pour aboutir à des densités concordant aux spécifications de compactage. Nous constatons que les échantillons (E-01 et E-02) ont des valeurs de coefficients de perméabilité très faibles (tableau VII.7). Ces valeurs correspondent à celles d'une argile quasi-imperméable ($k < 10^{-7}$). Tandis que, l'échantillon E-03 a une valeur de coefficient élevé ($1 < k < 10^{-2}$), correspondant à du sable grossier perméable. Ces valeurs de k sous ce compactage confirment une fois de plus la nature des échantillons de l'étude d'identification.

Cette analyse de perméabilité à saturation a une influence notable sur l'infiltration des eaux dans le sol et sur la stabilité des pentes, notamment lors de la modélisation de la pluviométrie sur cette stabilité. En effet, l'eau peut facilement infiltrer dans le sable calcaire de perméabilité élevée pour ensuite s'arrêter au niveau de l'argile peu perméable, identifiée en dessous de ce calcaire dans le talus, afin d'augmenter la teneur en eau de cette argile et changer sa consistance. Le tableau VII.7 reprend les valeurs des coefficients de perméabilité obtenues pour ces échantillons.

Echantillon N°	Coefficient de perméabilité k [cm/s]
E-01	8.2×10^{-9}
E-02	1.16×10^{-8}
E-03	1.31×10^{-1}

Tableau VII.7 : Résultats des essais de perméabilité

4.3- Essai œdométrique saturé

L'essai œdométrique, fondé sur la théorie de Terzaghi, a pour but de déterminer le comportement des sols soumis à des augmentations de contraintes verticales. Cet essai a été réalisé au LEMSC de l'UCL suivant la norme française NFP 094-090-1 sur les échantillons.

En pratique, un échantillon non remanié, représentatif de la couche de sol compressible, est placé dans un anneau de confinement. Cet anneau est relativement rigide de sorte qu'on ne permet pas de déformation latérale. Aux extrémités supérieures et inférieures, on trouve des pierres poreuses qui permettent le drainage pendant la consolidation. Les contraintes appliquées, au cours de cette consolidation, sont exercées par paliers. Le tassement de l'échantillon lors de l'essai est mesuré continuellement en fonction du temps pour chaque incrément de contrainte appliquée. La masse totale, la teneur en eau et la hauteur de l'échantillon au stade initial et final sont mesurées. La courbe œdométrique qui en résulte traduit le lien entre le tassement et la contrainte appliquée. Ensuite, les indices des vides de l'échantillon sont calculés pour les différentes contraintes appliquées (figure VII.9).

Pour la préparation du sol soumis à l'essai, nous avons séché l'échantillon remanié à l'air libre afin d'éviter que les caractéristiques de gonflement ne soient pas altérées par le passage à l'étuve et nous l'avons mis à la teneur en eau fixée. Puis, nous l'avons compacté dans un moule de diamètre 6.395 cm et de hauteur 1.914 cm en conditions de l'optimum Proctor. L'éprouvette est fabriquée par compactage successif afin que l'air ait le temps de s'échapper. Ensuite, nous avons effectué l'essai œdométrique comme décrit dans la norme NFP 094-090-1.

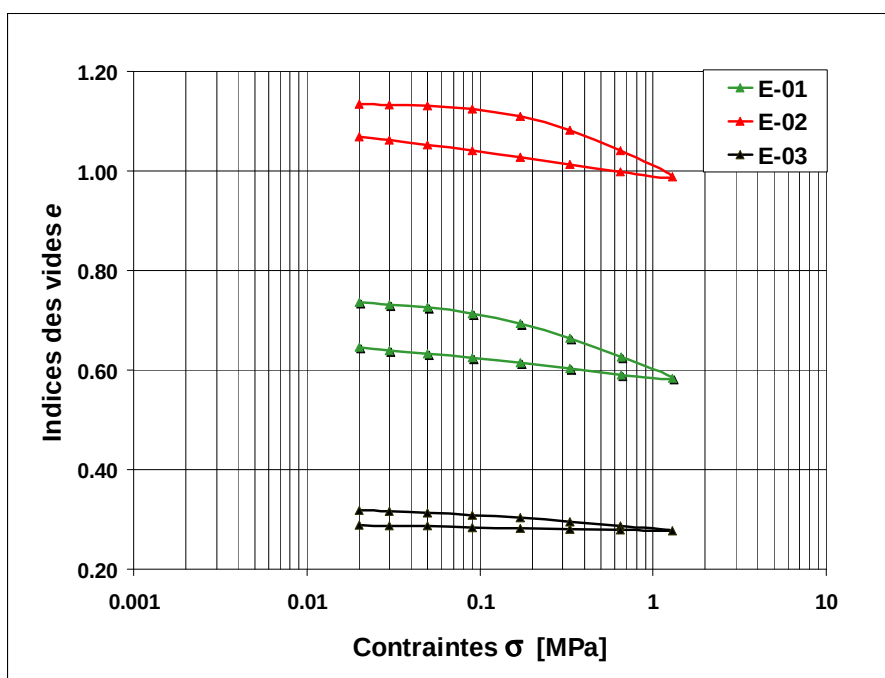


Figure VII.9 : Courbes œdométriques saturées de E-01, E-02 et E-03

Pour chaque essai, nous avons déduit des courbes œdométriques les caractéristiques élasto-plastiques C_c , C_s , C_r , P_0 , λ et K des trois échantillons E-01, E-02 et E-03 (tableau VII.8). Sur ce tableau, la contrainte de préconsolidation P_0 qui exprime la limite entre les pentes élastiques et plastiques est d'environ 140 kPa pour E-01, 190 kPa pour E-02 et 55 kPa pour E-03. L'origine de ces préconsolidations vient vraisemblablement, d'une part, de la façon dont les échantillons ont été préparés, de la vitesse de compactage et de la perte d'énergie due au frottement au cours du compactage. D'autre part, le défaut de saturation initiale des échantillons peut développer une préconsolidation apparente due à la succion initiale. Toutefois, cette préconsolidation est supposée identique à la situation sur le terrain.

Echantillon N°	E-01	E-02	E-03
Indice de compression C_c	2.66×10^{-2}	1.08×10^{-2}	9.65×10^{-3}
Indice d'élasticité C_s	2.39×10^{-2}	6.72×10^{-3}	3.15×10^{-3}
Indice de recompression C_r	5.9×10^{-3}	2.4×10^{-3}	1.7×10^{-3}
Pression de préconsolidation P_0 [kPa]	140	190	55
Pentes de plasticité λ	1.16×10^{-2}	4.69×10^{-3}	4.19×10^{-3}
Pentes d'élasticité K	1.04×10^{-2}	2.92×10^{-3}	1.36×10^{-3}

Tableau VII.8 : Caractéristiques élasto-plastiques de E-01, E-02 et E-03

En s'intéressant au caractère gonflant des deux sols à comportement plastique (E-01 et E-02), comme nous l'avons remarqué lors de l'étude d'identification, nous avons évalué, sous forme compactée ce gonflement. Cette évaluation a été réalisée à partir des essais œdométriques à gonflement empêché et à gonflement libre, effectués au LEMSC de l'UCL. Le premier permet de déterminer la pression de gonflement, définie comme étant la pression mécanique qu'il faut appliquer à un échantillon donné pour empêcher son gonflement lorsqu'il est soumis à des variations de son état hydrique susceptible de le provoquer. Le second permet d'estimer le gonflement d'un échantillon lorsque celui-ci, toujours soumis à des variations de son état hydrique, est libre de se déformer.

Des essais à l'œdomètre pour déterminer les pressions de gonflement de E-01 et E-02 ont été entrepris. L'échantillon a été préparé de la même manière que dans les essais œdométriques classiques. Nous l'avons séché à l'air libre, puis nous l'avons compacté en conditions de l'optimum Proctor et ensuite nous l'avons placé dans une cellule œdométrique. Le réservoir d'eau est ensuite rempli, occasionnant le gonflement du sol. Lorsque le micromètre montre une déformation de l'échantillon, nous ajoutons une charge sur le bras de levier de l'œdomètre, ce qui augmente la pression que subit le sol. Les pressions de gonflement obtenues en ces conditions pour E-01 et E-02 sont respectivement de $\sigma_g = 0.21 \text{ MPa}$ et $\sigma_g = 0.18 \text{ MPa}$. Le sol latéritique E-02 atteint une pression de gonflement plus faible que l'argile verdâtre E-01, mais proche de E-01. Cela peut s'expliquer par le fait que l'échantillon d'argile verdâtre E-01 est un sol relativement homogène qui a été prélevé dans une zone quelque peu remaniée par le glissement et qui est un peu contaminé par le calcaire (lors du prélèvement), donc on s'attendait à ce que sa potentialité de gonflement (présence de smectite) diminue. Ces pressions de gonflement ne se restreignent pas aux seules interactions physico-chimiques de ces argiles. Elles permettent également d'intégrer, dans une relation contrainte-déformation, l'action globale de l'eau résultant de cette humidification.

Des essais à l'œdomètre pour évaluer le gonflement libre de E-01 et E-02 ont été également réalisés. L'échantillon remanié a été préparé de la même manière que pour la détermination en gonflement empêché. Mais, il est libre de gonfler, car aucune contrainte mécanique n'est appliquée. La figure VII.10 montre le gonflement de E-01 et E-02 en fonction du temps, soumis à une charge mécanique nulle. Nous avons remarqué que l'évolution du gonflement est identique au départ pour les deux sols, mais par la suite celle de E-01 est plus rapide et donne des gonflements finaux plus importants. Sur les courbes, nous pouvons constater deux étapes : le gonflement primaire et le gonflement secondaire. Le premier est dû en grande partie du gonflement interfoliaire qui est plus rapide et a tendance à se stabiliser assez vite. Le second, quant à lui, résulte principalement du gonflement interparticulaire qui est lent et long, capable de durer des années même si la succion de l'échantillon est complètement annulée après saturation, MOUROUX, MARGON et PINTE [1989]. Ces deux types de gonflement ont

été observés sur la figure VII.10 : un gonflement primaire au début des courbes et un gonflement secondaire après environ 40 min pour E-01 et 200 min pour E-02.

Cette analyse en gonflement élargit considérablement notre compréhension mécanique des sols en place et nous permet aussi d'avoir une bien meilleure connaissance de ces sols. Mais, vu la position de l'échantillon d'argile verte E-01 en dessous du calcaire E-03 et la faible couche de sols latéritiques E-02 en surface sur le site, nous avons, comme hypothèse de travail, supposé que le gonflement ne joue aucun rôle éventuel dans la rupture de talus observé à Kenscoff-Mahotièr. Son influence dans le cas de ces travaux a été considérée négligeable.

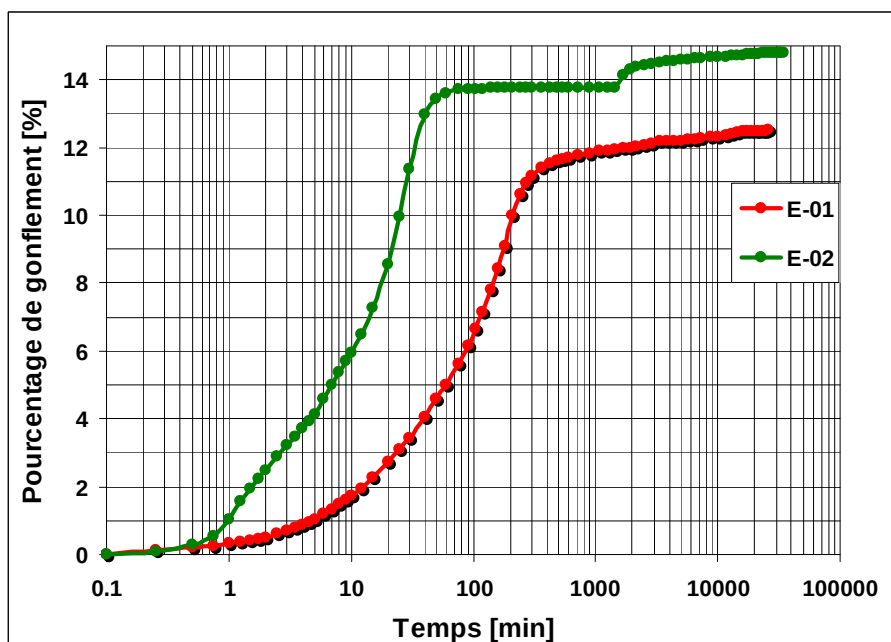


Figure VII.10 : Evolution du gonflement des sols en fonction du temps

4.4- Essais triaxiaux saturés CU : résultats et analyse

Des essais triaxiaux de type consolidé non drainé CU ont été réalisés au LEMSC de l'UCL, suivant la norme française NFP 94-074, pour déterminer les caractéristiques de résistance effective (cohésion effective c' et angle de frottement interne effectif ϕ') des échantillons étudiés. Les échantillons ont été préparés de la même manière que l'essai œdométrique en conditions de l'optimum Proctor. Les éprouvettes sont fabriquées dans des moules de 76 mm de hauteur et de 37.9 mm de diamètre par compactage en quatre couches d'environ 19 mm chacune pour une meilleure répartition de la pression de confinement. La surface de chaque couche est grattée sur

environ 1 cm pour éviter l'influence de la stratification qui peut créer un plan de glissement prédéfini lors du cisaillement. Après, nous extrayons l'échantillon du moule et nous pouvons effectuer l'essai tout en prenant le soin de conserver son humidité. Les pressions de confinement appliquées lors des essais triaxiaux CU sont de l'ordre de $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$, 100 kPa et 200 kPa .

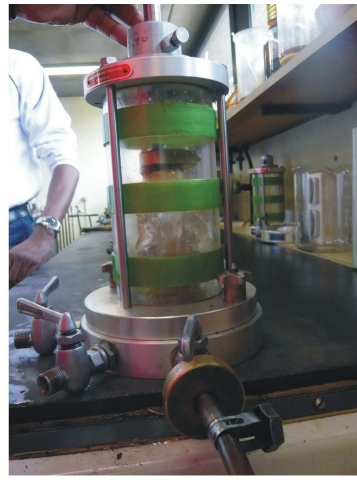
Trois essais triaxiaux CU ont été effectués pour mesurer les paramètres de résistance effective (c' et ϕ') des sols. Pour le déroulement de l'essai, nous avons emballé l'échantillon dans un papier filtre. Une fois ce filtre installé, l'échantillon est ensuite protégé par une fine membrane en caoutchouc et placé dans une cellule. Dans le cas des essais CU, une pierre poreuse est placée sous l'échantillon et le tout est mis sur le socle de la cellule triaxiale après avoir évacué l'air dans les conduits du socle. La cellule est par la suite remplie d'eau jusqu'à atteindre le haut de la cellule et nous ajoutons après un peu de l'huile qui servira d'étanchéité au niveau du piston pour évacuer l'air. Ensuite le socle est mis sur une base fixe et deux conduits d'alimentation (tuyaux capillaires) y sont branchés : un pour maintenir la pression latérale autour de l'échantillon et l'autre pour maintenir la pression interstitielle dans l'échantillon (figure VII.11).

Une fois la mise en place terminée, l'échantillon est ensuite saturé par contre pression. Nous appliquons une contre pression $P_{lat} = 0.205 \text{ MPa}$ et une pression interstitielle $P_i = 0.200 \text{ MPa}$. La pression latérale P_{lat} doit être toujours légèrement supérieure à la pression interstitielle P_i de manière à éviter tout gonflement de la membrane et à permettre à l'eau de pénétrer dans l'échantillon afin de remplir les volumes vides occupés par l'air. Cette phase se déroule à contrainte effective presque nulle et n'entraîne pas de variation de volume (figure VII.11).

Une fois l'échantillon saturé, nous procédons à la consolidation de l'échantillon (figure VII.11). La consolidation permet d'amener l'échantillon à une contrainte effective moyenne déterminée. Durant cette phase, l'application de la pression hydrostatique se fait à drainage ouvert, l'eau peut sortir de l'échantillon et provoquer des variations de volume. La contrainte de consolidation σ_c imposée est dans notre cas la même que la contrainte latérale σ_3 qui sera appliquée lors de la mise en charge.



Cylindre de sol emballé dans un papier filtre et protégé par une membrane en caoutchouc placé sur le socle de la cellule



Remplissage de la cellule triaxiale d'eau à l'aide des tubes et des conduites



Saturation et consolidation des échantillons
+ boîtier de lecture des pressions appliquées

Figure VII.11 : Mise en œuvre d'un essai triaxial

L'échantillon étant saturé et consolidé, nous le soumettons sur un appareil triaxial à une contrainte axiale et une contrainte latérale pour réaliser le cisaillement (figure VII.12). Pendant cette phase, nous faisons accroître la contrainte axiale jusqu'à rupture de l'échantillon, tout en maintenant la contrainte latérale constante. L'échantillon est cisailé sans drainage avec une vitesse de 0.1 mm/min et des mesures de la pression interstitielle d'eau sont effectuées au cours du cisaillement. Deux autres mesures sont déterminées pendant le cisaillement : les mesures de l'effort appliqué et de la déformation de l'échantillon. Cette procédure permet d'obtenir les caractéristiques intrinsèques des sols c et ϕ , en déterminant la droite intrinsèque, tangente commune aux différents cercles de rupture et d'en déduire les paramètres effectifs c' et ϕ' .

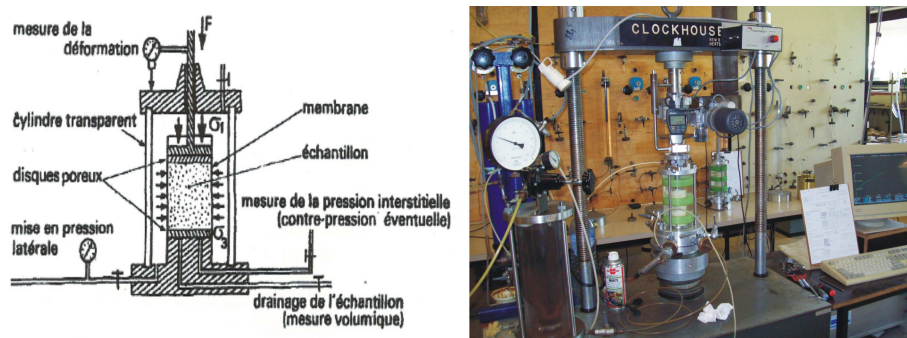


Figure VII.12 : Schéma de l'appareil triaxial et dispositif de tout l'appareillage de cisaillement utilisé au LEMSC de l'UCL

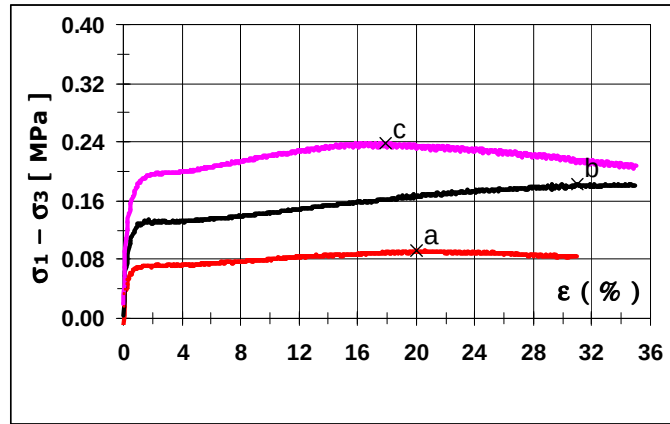
Le tableau VII.9 donne un exemple de caractéristiques géométriques, de consolidations et géotechniques des éprouvettes avant et après essai pour le critère de rupture « déviateur maximum » de l'essai triaxial consolidé non drainé (CU) de l'échantillon E-01. Ces paramètres sont définis dans la table des notations.

Critère de rupture : DEVIATEUR MAXIMUM										TYPE D'ESSAI : CU			AVANT ESSAI			APRES ESSAI		
Essai	d	h ₀	σ' _c	σ' _{3in}	u _{in}	σ' _{3r}	u _r	σ' _{3r}	(σ ₁ -σ ₃) _{max}	σ' _{1r}	ε _r	σ' ₁ /σ' ₃	γ _d	w	S _r	γ _d	w	S _r
	mm	mm	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	%	-	kN/m ³	%	%	kN/m ³	%	%
a	37.90	76.02	0.050	0.251	0.200	0.051	0.210	0.041	0.091	0.132	20.00	3.231	16.48	14.90	68.3	16.55	22.56	104.8
b	37.90	76.02	0.100	0.300	0.200	0.100	0.218	0.082	0.182	0.264	30.97	3.225	16.48	14.90	68.3	16.56	22.82	106.0
c	37.90	76.02	0.200	0.400	0.200	0.200	0.267	0.113	0.238	0.351	17.92	3.109	16.45	14.90	68.0	16.65	21.40	100.9

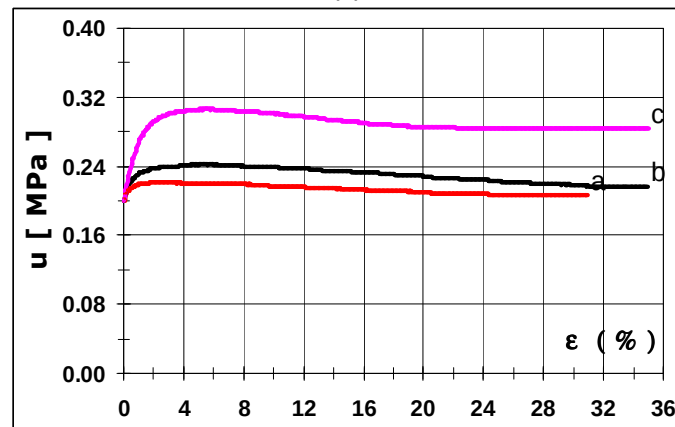
Tableau VII.9 : Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le triaxial CU (échantillon E-01)

Les diagrammes déviateur - déformation axiale, pression interstitielle d'eau - déformation axiale et déviateur - contrainte moyenne (valeurs pour déformations choisies - avec en abscisse la pression effective moyenne p' et en ordonnée le déviateur en contraintes q) sont présentés à la figure VII.13 pour des contraintes latérales $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$, 100 kPa et 200 kPa appliquées à E-01. Ces courbes présentent des pics en a, b et c respectivement pour ces différentes contraintes latérales. La figure VII.14 reprend les cercles de Mohr et les droites intrinsèques obtenus pour ces différents critères pour E-01. Les autres cercles de Mohr et les droites intrinsèques obtenus pour E-02 et E-03 sont présentés à l'Annexe II.

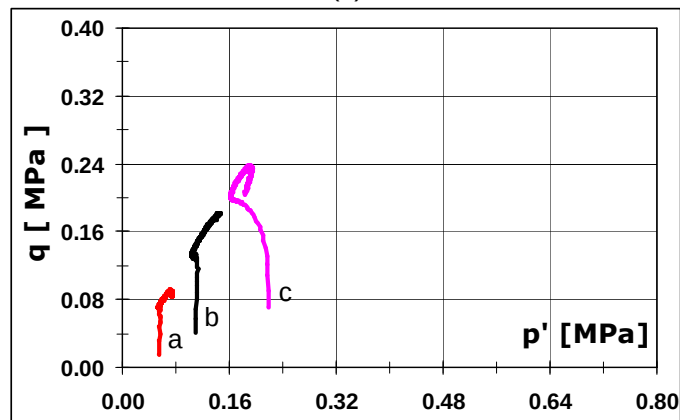
Mais, par la suite, nous choisirons le critère de rupture « déviateur maximum » pour mener les calculs en stabilité de pentes. En effet, ce critère est généralement assimilé au déviateur après 20% de déformation axiale qui, en rupture des pentes, est rarement atteint. Les cercles de Mohr observés permettent de tracer la courbe intrinsèque et déterminer c' et ϕ' . Les valeurs obtenues pour c , c' , ϕ et ϕ' , suivant les différents critères de rupture pour E-01, E-02 et E-03 sont résumées au tableau VII.10.



(a)

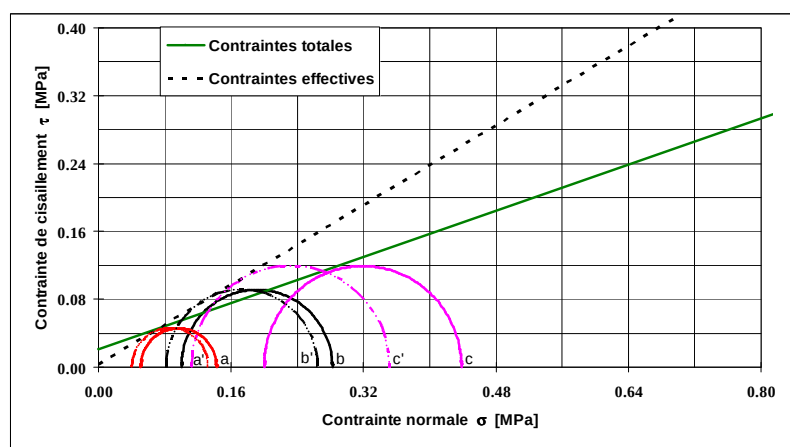


(b)

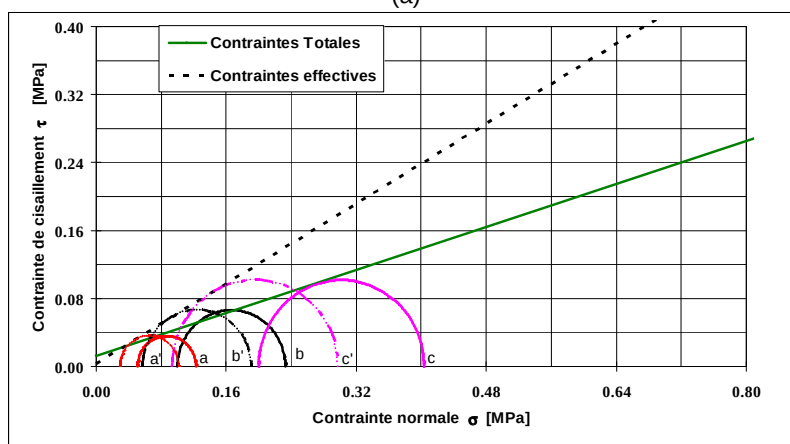


(c)

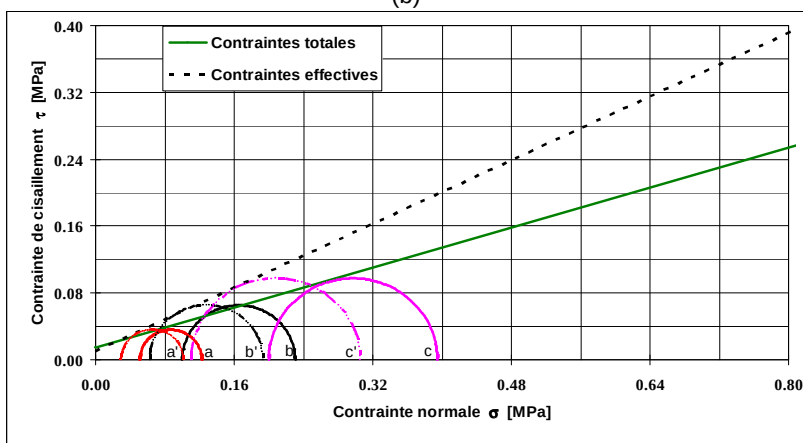
Figure VII.13 : Diagrammes : (a) déviateur - déformation axiale; (b) pression interstitielle d'eau - déformation axiale et (c) déviateur - contrainte moyenne pour des déformations choisies $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$



(a)



(b)



(c)

Figure VII.14 : Cercles de Mohr et droites intrinsèques : (a) déviateur maximum ; (b) pression interstitielle maximale et (c) déformation choisie 1.82% pour E-01

Paramètres géotechniques	E-01		
	Déviateur maximum	Pression d'eau maximale	Déformation choisie
c [kPa]	21	13	14
ϕ [°]	18.8	17.5	16.6
c' [kPa]	3	3	9
ϕ' [°]	30.4	30.4	25.5
E-02			
c [kPa]	50	22	37
ϕ [°]	18.5	18	17.2
c' [kPa]	30	25 ⁴⁶	13
ϕ' [°]	22.7	33.7	33.5
E-03			
c [kPa]	200	13	356
ϕ [°]	37.4	31.5	11.3
c' [kPa]	27	3	193
ϕ' [°]	41.1	33.1	26

Tableau VII.10 : Résultats des essais triaxiaux CU pour les différents critères

Ces valeurs obtenues dans ce tableau et les résultats expérimentaux d'avant montrent que l'échantillon E-03 est moins compressible, plus résistant, perméable et a les caractéristiques d'un sable. Donc, il est difficile à mettre en place pour certaines conditions de compactage et aura des suctions faibles ou effets négligeables dans une étude de comportement en sols non saturés. A cause de tous ces facteurs, il ne sera pas analysé dans tous les essais spécifiques en sols non saturés (essais triaxiaux à succion non contrôlée et essai de courbe de rétention d'eau à translation d'axe - Appareils de Richards). Seuls les échantillons E-01 et E-02, décrits comme des argiles à tendance plastiques quasi-imperméables, moins résistantes et de comportement hydromécanique variable lorsqu'elles sont soumises à de variations d'état hydrique, vont faire l'objet d'études approfondies en succion. Car, la succion peut jouer un rôle prépondérant dans leur comportement hydromécanique.

⁴⁶ La valeur de contrainte effective $c' = 25$ kPa obtenue pour E-02 lorsque le critère de rupture choisi est la pression interstitielle d'eau maximale (critère moins utilisé que celui du déviateur maximum), n'est évidemment pas acceptable. En effet, la contrainte effective c' ne peut pas être supérieure à la contrainte totale c , $c = 22$ kPa. Ce qui serait totalement incohérent à la théorie de Terzaghi pour les sols saturés, car la contrainte effective est la contrainte totale diminuée de la valeur de la pression interstitielle d'eau u , $\sigma' = \sigma - u$.

5.- Essais en sols non saturés

L'étude des essais en sols non saturés vise à déterminer l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique des sols utilisés, plus précisément sur les argiles. En ce sens, deux types d'essais en laboratoire, spécifiques à cet aspect partiellement saturé vont être réalisés : d'une part des essais permettant l'obtention de la courbe de rétention d'eau des différents sols et, d'autre part, des essais permettant de vérifier l'évolution de leur cohésion et de leur angle de frottement avec la succion. Ces essais se révèlent très utiles pour la validation des méthodes utilisées et pour la suite dans le calcul de stabilité des pentes en sols partiellement saturés.

5.1- Essai de rétention d'eau

Cette partie est consacrée à la détermination des courbes de rétention d'eau des sols. Concrètement, nous avons déterminé les propriétés de rétention des trois échantillons (E-01, E-02 et E-03). Pour les échantillons étudiés, nous avons utilisé trois techniques différentes pour déterminer la courbe de rétention d'eau. Pour E-01 et E-02, nous avons utilisé la méthode du papier filtre et la méthode de contrôle de la succion par surpression d'air. Pour E-03, nous avons choisi la méthode du watermark et la méthode du papier filtre.

5.1.1- Méthode du Watermark

La courbe de rétention d'eau de l'échantillon E-03 a été déterminée à l'aide de l'appareil watermark qui donne directement la valeur de la succion dans le sol. Nous avons suivi le chemin de séchage et celui du mouillage pour cet échantillon.

Concrètement, l'échantillon préparé en conditions de saturation est compacté dans un moule assez grand pour pouvoir insérer la sonde watermark (figure VII.15). Lors du séchage, il a été placé dans une boîte fermée, à l'air libre, afin de permettre un séchage en douceur et homogène. Lors du mouillage, il a été mis dans une chambre humide, afin de procéder à la réhumidification de l'échantillon en y ajoutant l'eau nécessaire. Des mesures de succion ont été effectuées toutes les 24 heures au fur et à mesure de la progression des cycles de séchage et de mouillage. Un grand nombre de mesures a été réalisé dans la gamme de succion de 0 à 200 kPa. Cet essai réalisé, seulement sur l'échantillon E-03 ayant le comportement d'un sable, dure quelques semaines pour arriver à la stabilisation complète de cet échantillon pour les deux cycles.



Figure VII.15 : Mise en place de l'essai watermark, boîtier de lecture et sonde watermark

Les mesures de la succion sont chaque fois accompagnées des pesées de l'échantillon (moule + échantillon + sonde watermark). Ces pesées, en fin de chaque mesure, permettent de déterminer la teneur en eau de l'échantillon au moment de celles-ci. Ensuite, les différents couples (succion, teneur en eau) sont reportés dans un graphe ayant pour abscisse, la teneur en eau et pour ordonnée, la succion. Cet essai a été effectué au LEMSC de l'UCL avec un appareil watermark du Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC) pour des suctions de 0 à 200 kPa. La courbe de rétention d'eau obtenue est présentée à la figure VII.16.

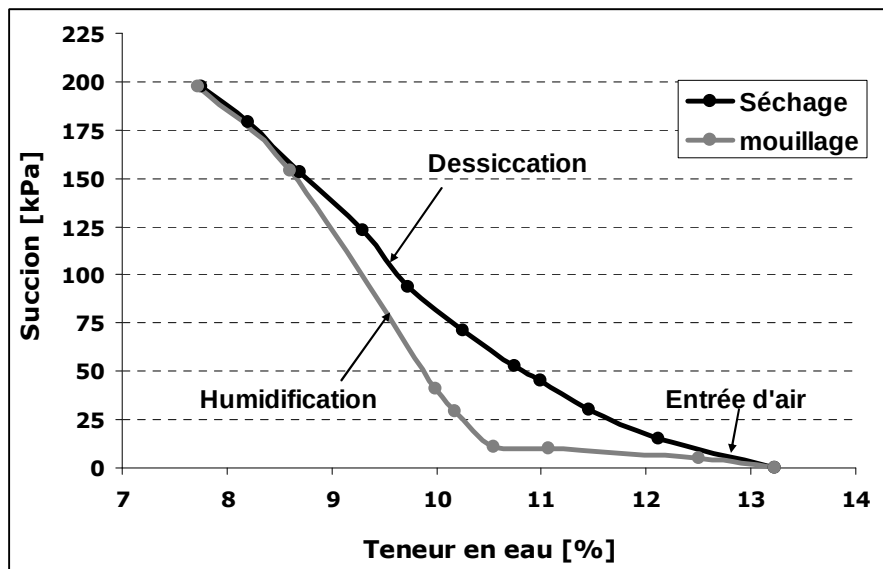


Figure VII.16 : Courbe de rétention d'eau de l'échantillon E-03 obtenue par watermark

Nous remarquons que la courbe de rétention d'eau n'est pas unique. Elle dépend du chemin hydrique (séchage ou mouillage) et de température. Nous constatons sur ce graphique que la courbe de mouillage, à faibles teneurs en eau, est presque superposée à celle du séchage. Ensuite, l'allure de cette courbe devient différente et plus basse de celle du séchage à partir de la teneur en eau de 8.5%, c'est le phénomène hystérésis. Enfin, elle la rejoint au point d'entrée d'air de teneur en eau 12.5% et reste superposée jusqu'à la succion nulle. Vu la haute précision de l'appareil watermark, nous considérons que cette courbe de rétention d'eau est la courbe réelle du sol E-03.

5.1.2- Méthode du papier filtre

La méthode du papier filtre a été utilisée pour les trois échantillons (E-01, E-02 et E-03) au LEMSC de l'UCL avec le papier filtre Whatman 42. Cette méthode mesure directement la succion par pesée de papier filtre inséré dans des échantillons reconstitués et permet d'atteindre des suctions élevées (figure VII.17).

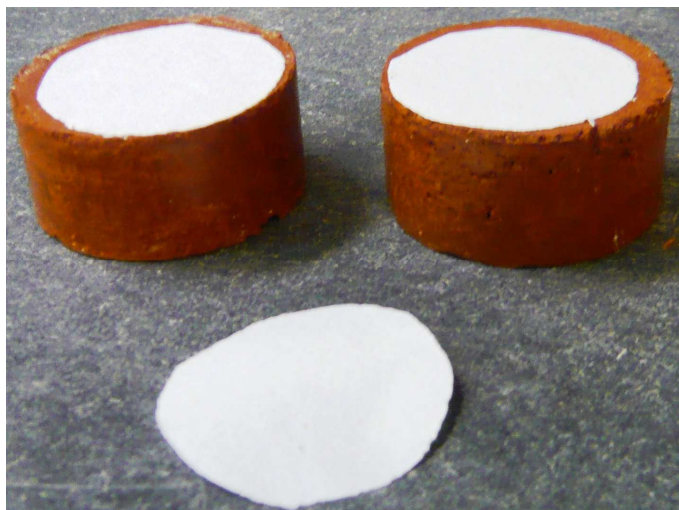


Figure VII.17 : Mise en place de l'essai du papier filtre Whatman 42

Concrètement, nous avons recréé par compactage un certain nombre de petits échantillons de 37.9 mm de diamètre et de 19 mm de hauteur. Nous avons établi un programme d'essai choisi en fonction de la gamme de succion qu'on veut avoir pour chaque échantillon. Ensuite, l'échantillon est préparé à la teneur en eau définie dans ce programme. Une fois l'échantillon préparé, nous avons suivi la procédure décrite au chapitre IV, paragraphe 3.2.4, qui permet d'obtenir un point de la courbe de rétention d'eau du sol étudié. En procédant de la même manière pour les autres points, nous parvenons à tracer cette courbe de rétention. Cet essai prend une semaine

pour arriver à la stabilisation complète des échantillons. Les résultats de ces essais de rétention d'eau sont donnés à la figure VII.18.

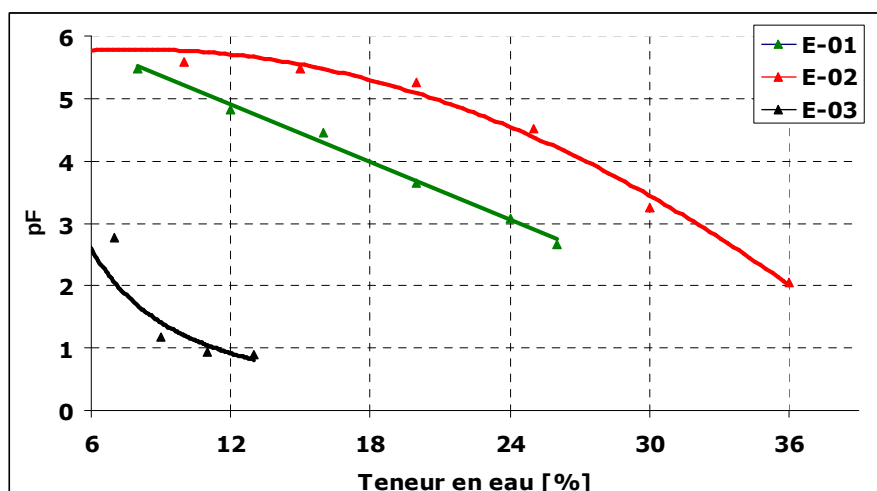


Figure VII.18 : Courbes de rétention d'eau (pF) pour les échantillons de sols utilisés

Nous remarquons que la courbe de rétention d'eau de E-02 se situe au-dessus de celle de E-01 qui elle-même se trouve au-dessus de la courbe de E-03. Cette méthode simple, moins précise et facile à mettre en œuvre, permet d'avoir une idée de la succion à laquelle les échantillons sont soumis. De plus, avec cette méthode peu précise, nous obtenons une courbe de rétention d'eau unique (figure VII.18) sans distinction entre la courbe de séchage et celle de remouillage. Car, les mesures de la succion se font sans avoir préalablement séché ou saturé les échantillons, comme décrit dans le paragraphe précédent. Donc, nous avons un état intermédiaire entre le chemin de dessiccation et celui d'humidification.

5.1.3- Méthode de la surpression d'air

Cette méthode, basée sur le principe de translation d'axe (figure VII.19), a été utilisée pour les deux échantillons (E-01 et E-02) au laboratoire de la Faculté Universitaire des Sciences Agronomiques de Gembloux (FUSAG). Nous avons injecté de l'air à pression contrôlée u_a à l'échantillon et la pression d'eau reste à la pression atmosphérique. Une fois l'équilibre atteint, nous mesurons la teneur en eau de l'échantillon. Ensuite, nous appliquons au même échantillon une pression d'air supérieure pour avoir un chemin de séchage. Ainsi, nous traçons la courbe de rétention d'eau des sols. Cet essai a été réalisé sur deux échantillons de E-01 et deux échantillons de E-02, préparés dans les mêmes conditions pour chaque sol. Il dure plusieurs mois pour les deux sols. Les résultats des essais de rétention en chemin de séchage sont donnés à la figure VII.20.

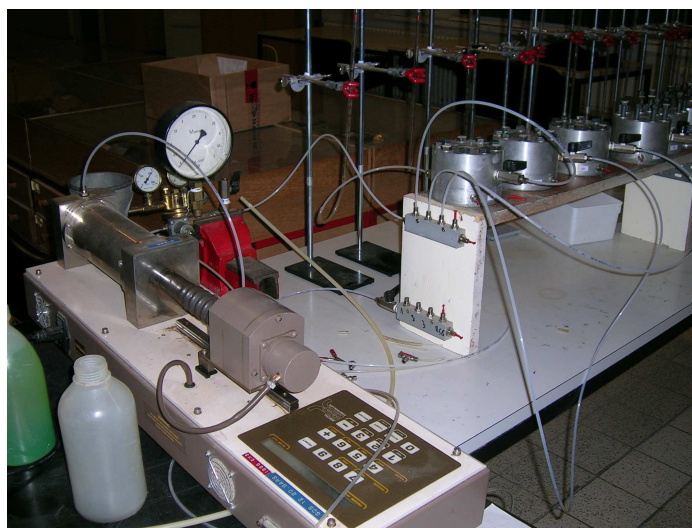


Figure VII.19 : Mise en place de l'essai par la méthode de surpression d'air : Appareils de Richards

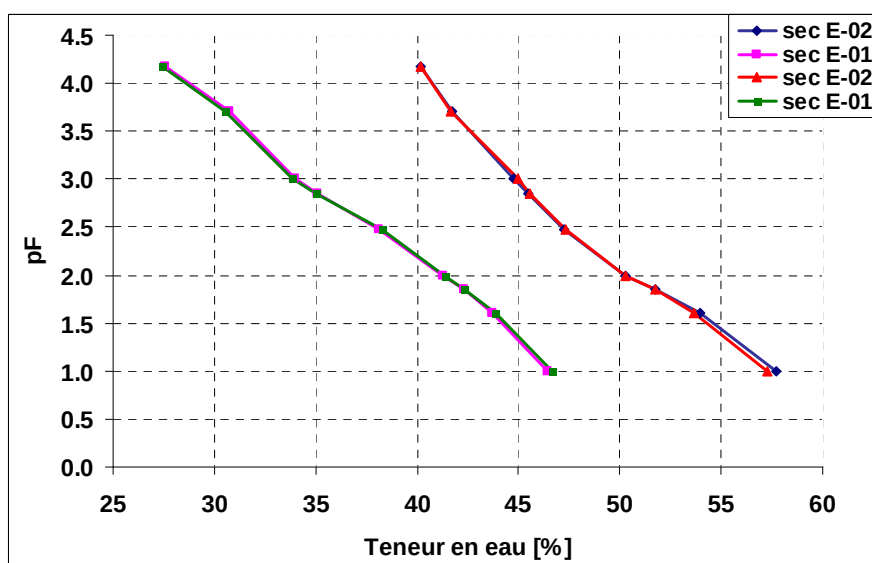


Figure VII.20 : Courbes de rétention d'eau de E-01 et E-02

Cette méthode, plus précise que celle du papier filtre, montre la même tendance pour les deux échantillons correspondant au chemin de séchage. Les courbes de rétention d'eau pour E-02 sont toujours au-dessus de celles de E-01. Ce constat est valable pour les deux essais réalisés sur E-02. Ce phénomène est dû à la taille des pores (94% et 45% de fractions argileuses et 6% et 50% de fractions limoneuses respectivement pour E-02 et E-01).

Donc, il faut des suctions plus élevées pour de fortes teneurs en eau dans le cas de E-02.

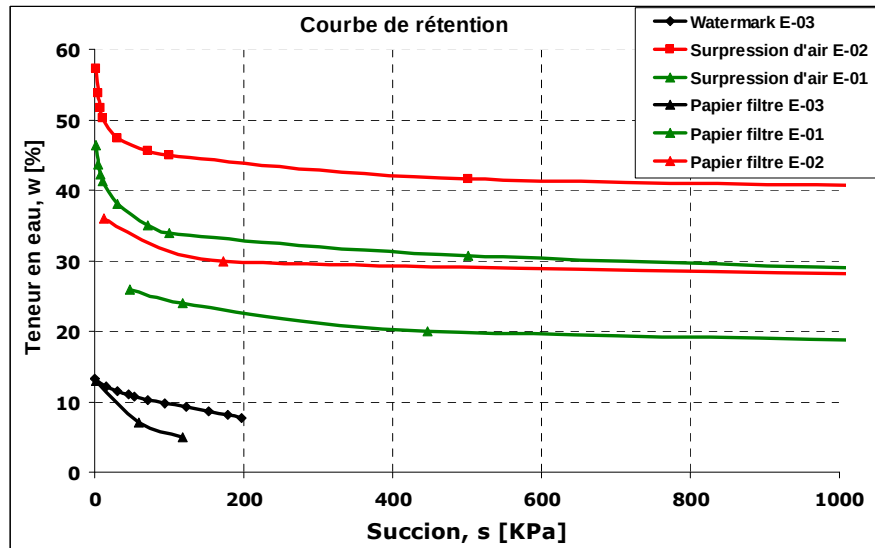
5.1.4- Synthèse des résultats

Nous analysons les courbes de rétention des sols E-01, E-02 et E-03 obtenues suivant les trois méthodes citées précédemment (figure VII.21a). Nous observons graphiquement que, pour E-01 et E-02, les courbes obtenues avec la méthode « surpression d'air » sont au-dessus de celles obtenues avec le « papier filtre ». Ceci est dû à des marges d'erreurs significatives qu'on peut rencontrer lors des interpolations des points sur la courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman 42 utilisé et également du fait que les essais réalisés avec méthode « surpression d'air » sont en chemin de séchage, car nous partons de l'état saturé, contrairement à celle du « papier filtre » où nous mesurons la succion à laquelle les échantillons sont soumis⁴⁷.

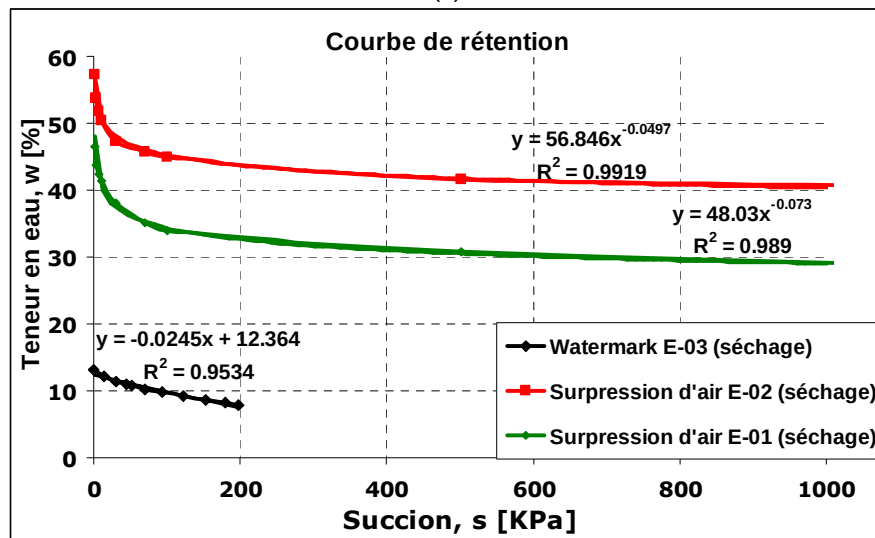
En revanche, nous constatons pour l'échantillon E-03 que les deux méthodes (watermark et papier filtre) donnent des courbes rapprochées au départ, mais par la suite l'allure de la courbe de la méthode du papier filtre devient différente et plus basse de celle de la méthode du watermark. Ceci est dû aux mêmes raisons citées au paragraphe précédent.

A cause de l'imprécision de la méthode du papier filtre, les courbes obtenues avec cette méthode ne seront pas utilisées par la suite. Seules les courbes obtenues avec les méthodes « watermark et surpression d'air » vont être analysées pour décrire le comportement des sols en conditions non saturées (figure VII.21b). D'après cette figure et le tableau VII.4 (paragraphe 3.4), les valeurs initiales de succion lors du prélèvement des échantillons de Kenscoff-Mahotièrre E-01, E-02 et E-03 peuvent être estimées respectivement à $s = 62.62 \text{ kPa}$ pour $w = 35.51\%$ (E-01), à $s = 290.86 \text{ kPa}$ pour $w = 42.88\%$ (E-02) et à $s = 289.55 \text{ kPa}$ pour $w = 5.27\%$ (E-03).

⁴⁷ Il s'agit d'une courbe unique où on ne fait pas de distinction entre courbe de dessiccation et courbe d'humidification. Dans cette méthode, aucune indication ne nous permet pas de déterminer de quelle courbe il s'agit. Nous avons fait l'hypothèse qu'il s'agit de courbe de dessiccation pour pouvoir la comparer à celle de la méthode de surpression d'air. Mais, c'est une hypothèse de travail à considérer avec prudence.



(a)



(b)

Figure VII.21 : (a) Courbes de rétention d'eau de E-01, E-02 et E-03 analysées et (b) Courbes de rétention d'eau de E-01, E-02 et E-03 choisies pour la suite (expérimentale et modélisation)

5.2- Essais triaxiaux non saturés (UU)

Le comportement des sols non saturés est généralement étudié en réalisant des essais triaxiaux, complexes et longs, à succion contrôlée par la méthode de surpression d'air. Néanmoins, une autre technique nettement plus simple et plus rapide, permet de se faire une bonne idée de ce comportement.

Cette technique d'essai à succion non contrôlée, basée sur la reconstitution d'échantillons directement à la densité et à la teneur en eau souhaitée, est l'essai triaxial UU⁴⁸.

Comme son nom l'indique, cet essai ne permet ni consolidation préalable, ni drainage au moment du cisaillement. L'échantillon reconstitué à une certaine humidité (succion) est cisailé directement. On peut alors déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol sous l'effet de cette succion. L'avantage de cet essai est qu'il permet d'obtenir les paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement interne) pour différentes teneurs en eau et ainsi voir leur évolution en fonction des teneurs en eau. Son inconvénient principal est que l'état de l'échantillon n'est ni sur le chemin de dessiccation, ni sur le chemin d'humidification de la courbe de rétention d'eau. Nous allons supposer, comme hypothèse de travail, que les valeurs de succion obtenues avec cette méthode se trouvent sur la courbe de dessiccation qui donne en général des valeurs de succion plus élevées que celle de l'humidification pour mener les études en modélisation.

5.2.1- Description de la méthodologie

La méthodologie que nous allons suivre a été réalisée sur le limon d'Awans (Belgique) remanié par MASEKANYA [2008]. Notre objectif est d'appliquer cette méthodologie sur les échantillons argileux E-01 et E-02.

Pour un sol donné, la saturation dépend de certaines caractéristiques, comme la teneur en eau et la compacité. Cette saturation est liée également à la succion via la courbe de rétention d'eau. Et, la succion est estimée à partir des teneurs en eau, au moment du cisaillement, avec les courbes de rétention d'eau. Dans ce cas, la succion est variable de la même manière que le degré de saturation et la densité lors du cisaillement. L'état initial des échantillons pour effectuer les essais triaxiaux UU (succion non contrôlée) est obtenu en faisant varier la densité, la teneur en eau et la saturation de la façon suivante :

- Nous fixons la densité et nous faisons varier la teneur en eau, ce qui entraîne la variation de la saturation et donc de la succion,
- Nous fixons la teneur en eau et nous faisons varier la densité qui influence la succion dans le sol.

⁴⁸ Lors de l'essai triaxial non consolidé non drainé UU, aussi bien l'application de la pression hydrostatique σ_3 que l'application du déviateur sont effectuées à drainage fermé. L'essai UU permet donc de déterminer les paramètres de cisaillement non consolidé non drainé se rapportant aux contraintes totales (c et ϕ).

5.2.2- Densité fixe et teneur en eau variable

Au total, dix-huit essais triaxiaux UU, à densité fixe et teneur en eau variable, ont été réalisés sur les échantillons E-01 et E-02 au LEMSC de l'UCL. Ces essais triaxiaux à succion non contrôlée sont des essais non drainés sur des échantillons non saturés et non consolidés, sans suivi de la succion et à diverses teneurs en eau. Pour ces essais, le cisaillement a été appliqué directement sur les échantillons dans leur état d'humidification. Pour chaque teneur en eau, trois états de contraintes ont été également appliqués ($\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$, 100 kPa et 200 kPa) aux échantillons. Les teneurs en eau choisies sont du côté sec et humide de l'optimum afin de contrôler l'influence de la résistance et du gonflement de part et d'autre de cet optimum. Les résultats de ces essais seront donnés en contraintes totales. Le tableau VII.11 montre la variation de la teneur en eau au sein des échantillons. Et, la figure VII.22 présente les états testés dans le diagramme Proctor pour ces argiles.

Echantillon N°	E-01	E-02
$\gamma_d [\text{g.cm}^{-3}]$	1.57	1.41
$w_1 [\%]$	18.06	24.63
$w_2 [\%]$	23.29	29.63
$w_3 [\%]$	25.51	35.88

Tableau VII.11 : Variation de la teneur en eau au sein des éprouvettes

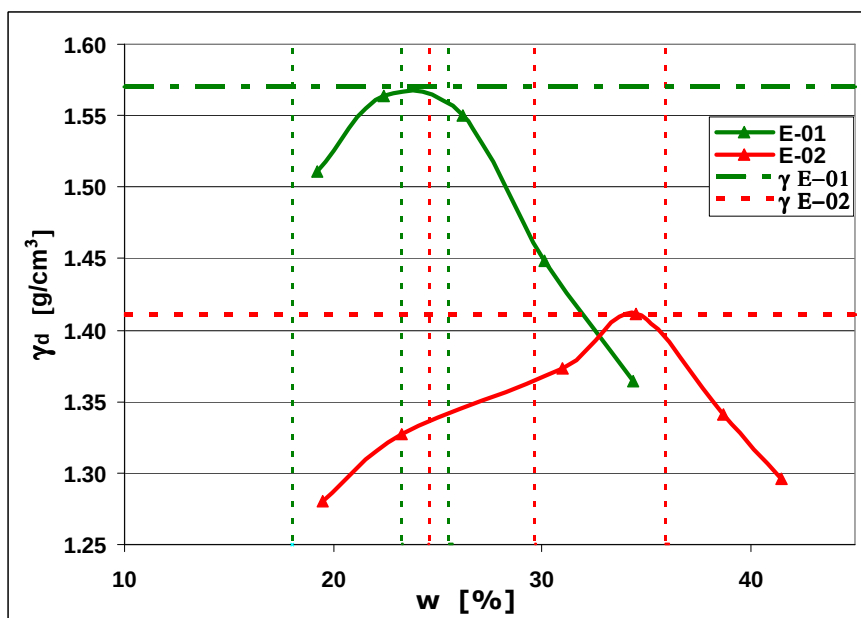


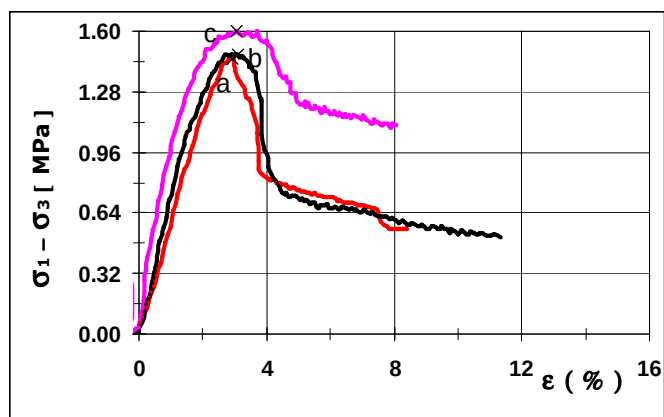
Figure VII.22 : Variation de la teneur en eau au sein des échantillons E-01 et E-02 (densité constante)

5.2.2.1- Résultats des essais

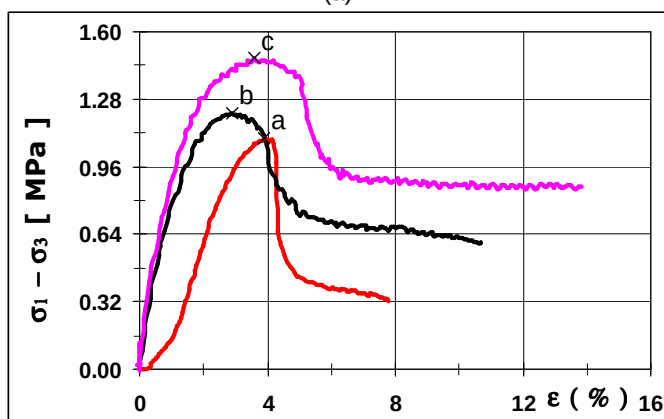
Les essais UU, avec variations de teneur en eau à densité fixe, sont réalisés en conditions non drainées. Le cisaillement, conduit à différentes teneurs en eau, montre qu'il y a une variation de la succion calculée à partir des courbes de rétention d'eau. Lors du cisaillement, nous avons fixé la déformation maximale à 20% de la hauteur initiale de l'échantillon (soit environ 15 mm). Tous les échantillons présentent un pic q_{max} (en a, b et c) avant la fin de cette déformation. Et, nous notons un plan de rupture parfois nette ou en forme de tonneau (figure VII.23). L'ensemble des résultats de E-01 et E-02 sont montrés en Annexe III. Les résultats, cohésion et angle de frottement interne, des essais triaxiaux à succion non contrôlée sont résumés au tableau VII.12 pour chaque teneur en eau. Les figures VII.24 et VII.25 montrent respectivement les différents diagrammes et cercles de Mohr pour l'échantillon E-01 avec le critère de rupture « déviateur maximum ». Le tableau VII.13 donne une comparaison des résultats entre essais triaxiaux saturés et non saturés à différentes teneurs en eau pour E-01 et E-02.



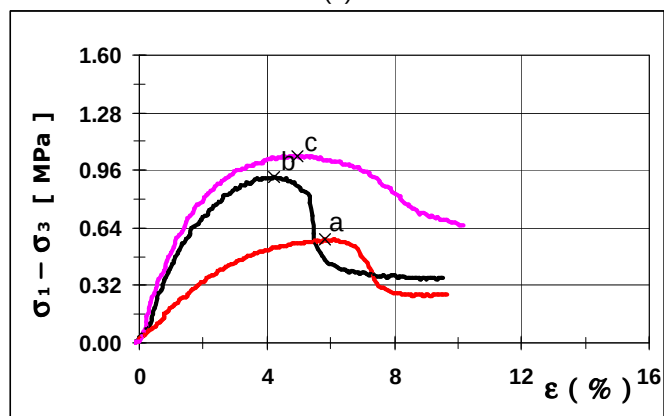
Figure VII.23 : Déformation des échantillons E-01 et E-02 après essais triaxiaux à succion non contrôlée (rupture nette pour E-01 avec plan de glissement et rupture en forme de tonneau pour E-02 sans plan de glissement)



(a)

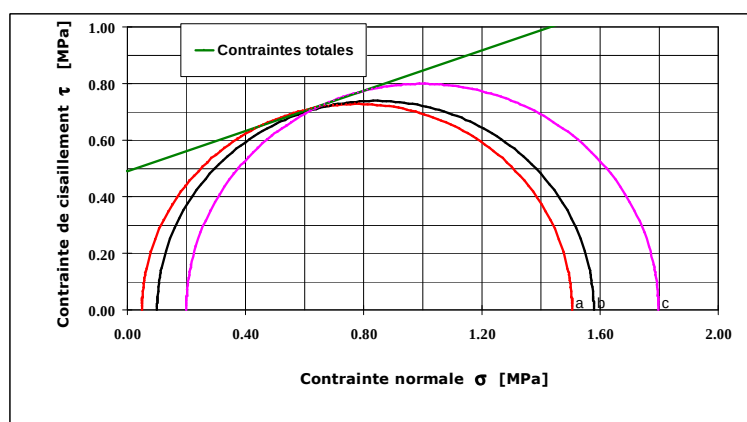


(b)

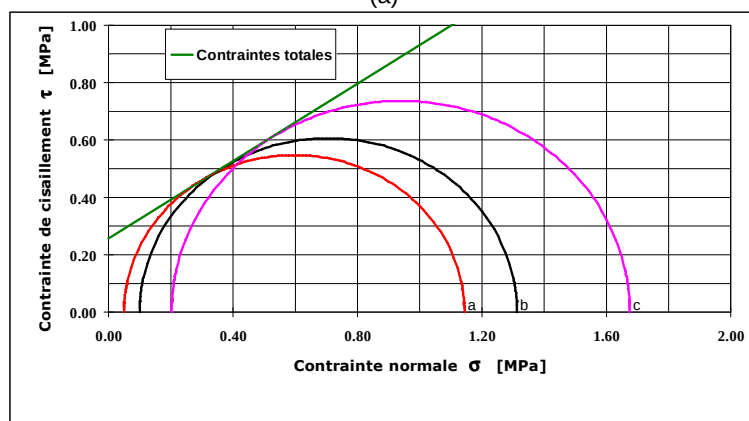


(c)

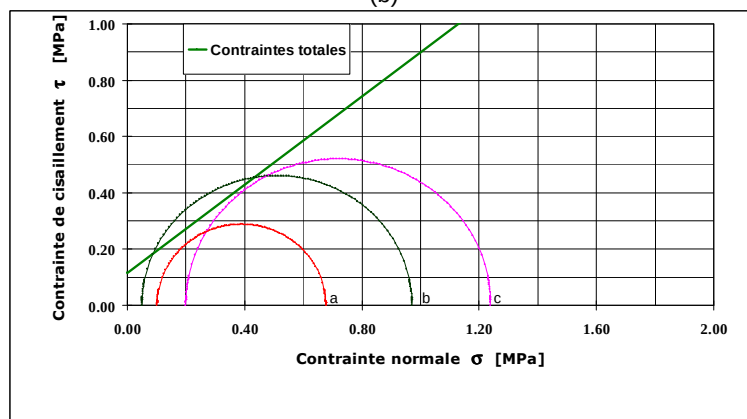
Figure VII.24 : Diagrammes déviateur - déformation axiale de E-01 : (a) $w = 18.06\%$ et $S_r = 64.9\%$; (b) $w = 23.29\%$ et $S_r = 82.2\%$ et (c) $w = 25.51\%$ et $S_r = 93.1\%$



(a)



(b)



(c)

Figure VII.25 : Cercles de Mohr et courbes intrinsèques de E-01 : (a) $w = 18.06\%$ et $S_r = 64.9\%$; (b) $w = 23.29\%$ et $S_r = 82.2\%$ et (c) $w = 25.51\%$ et $S_r = 93.1\%$

E-01			E-02		
$\gamma_d = 1.57 \text{ g.cm}^{-3}$			$\gamma_d = 1.41 \text{ g.cm}^{-3}$		
w [%]	c [MPa]	ϕ [°]	w [%]	c [MPa]	ϕ [°]
18.06	0.492	19.6	24.63	0.172	53.9
23.29	0.257	34.0	29.63	0.130	47.1
25.51	0.114	38.1	35.88	0.055	62.2

Tableau VII.12 : Résultats des essais triaxiaux à succion non contrôlée

Paramètres géotechniques	E-01	Paramètres géotechniques	E-02
c [kPa] (CU)	21	c [kPa] (CU)	50
ϕ [°] (CU)	18.8	ϕ [°] (CU)	18.5
c [kPa] (non saturé w = 18.06%)	492	c [kPa] (non saturé w = 24.64%)	172
ϕ [°] (non saturé w = 18.06%)	19.6	ϕ [°] (non saturé w = 24.64%)	53.9
c [kPa] (non saturé w = 23.29%)	257	c [kPa] (non saturé w = 29.63%)	130
ϕ [°] (non saturé w = 23.29%)	34	ϕ [°] (non saturé w = 29.63%)	47.1
c [kPa] (non saturé w = 25.51%)	114	c [kPa] (non saturé w = 35.88%)	55
ϕ [°] (non saturé w = 25.51%)	38.1	ϕ [°] (non saturé w = 35.88%)	62.2

Tableau VII.13 : Comparaisons entre résultats essais triaxiaux saturés et non saturés pour E-01 et E-02

5.2.2.2- Interprétation des essais

Afin de mettre en évidence les variations de c et ϕ déterminés en contraintes totales en fonction de la teneur en eau et la densité constante, nous avons mis ces résultats sous forme graphique à la figure VII.26. Cette figure montre l'évolution de la cohésion en fonction de la teneur en eau pour E-01 et E-02. Nous observons pour un confinement donné, plus la teneur en eau augmente, plus la cohésion diminue, donc plus la résistance du sol diminue. Nous en déduisons que la résistance du sol diminue lorsque la teneur en eau augmente et vice versa.

En revanche, l'angle de frottement interne ϕ est variable d'un essai à l'autre et dépend du type de sol (figure VII.27). Pour E-01, il croît avec l'augmentation de la teneur en eau. En revanche, pour E-02, il décroît pour

ensuite croître à des teneurs en eau élevées (au-delà de 29%). Donc, il est difficile de statuer sur une évolution de ce paramètre.

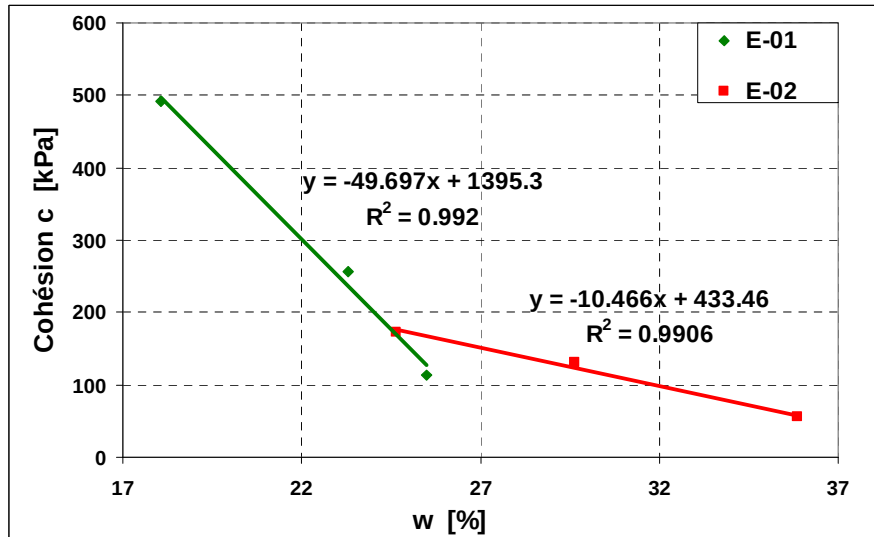


Figure VII.26 : Evolution de la cohésion totale en fonction de la teneur en eau

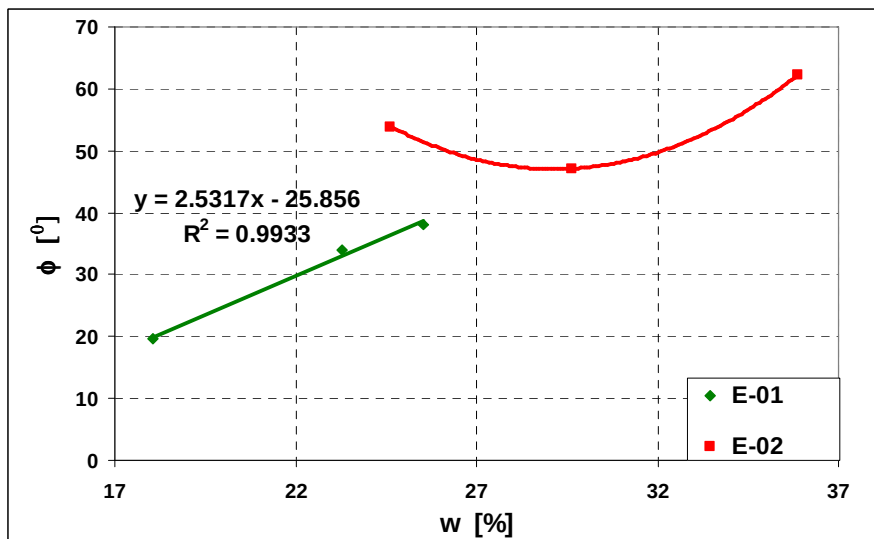


Figure VII.27 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en eau

Il est alors possible de montrer l'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction de la succion (figures VII.28 et VII.29). En effet, il existe un lien entre la teneur en eau et la succion, fourni par la courbe de rétention d'eau, ainsi qu'entre la teneur en eau et la cohésion, fourni par les essais triaxiaux à succion non contrôlée. Nous remarquons bien que la cohésion croît linéairement dans les axes semi-logarithmiques avec l'augmentation de la succion pour E-01 et E-02 (figure VII.28) et que l'angle de frottement décroît linéairement avec la succion pour E-01, en revanche pour E-02, aucune tendance claire n'apparaît pour la gamme de succion analysée dans ce diagramme semi-logarithmique (figure VII.29).

Cette augmentation de cohésion en fonction de la succion correspond à l'action de cimentation intergranulaire ou interagrégats de la succion et renforce le sol avec augmentation de la résistance au cisaillement. Cette remarque a toujours été observée par tous les auteurs. En revanche, la diminution de l'angle de frottement en fonction de la succion observée pour E-01 ($w_L = 67.3\%$ et $I_p = 32\%$) est due au caractère plutôt plastique de cet échantillon. Cette observation est incohérente avec ce qui était attendu dans la mesure où, d'après la théorie, l'angle de frottement interne semble être à l'augmentation pour les sols plutôt plastiques et denses et à la diminution pour les sols peu plastiques et lâches. Cette contradiction à la théorie peut s'expliquer dans notre cas par la contamination de cette argile plastique (environ 27% de calcaire obtenu dans E-01 à partir de l'essai de teneur en chaux) par le calcaire qui a tendance à diminuer la plasticité de cette argile et la rend peu plastique.

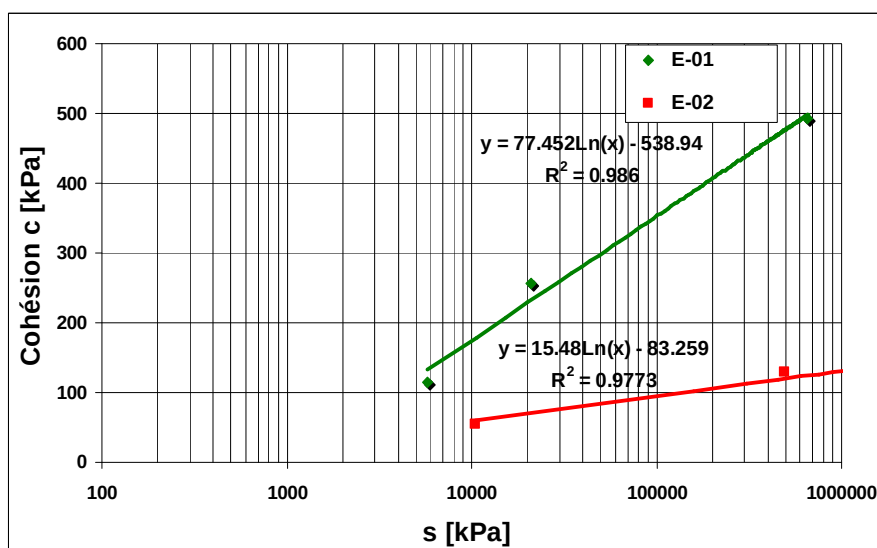


Figure VII.28 : Evolution de la cohésion totale en fonction de la succion

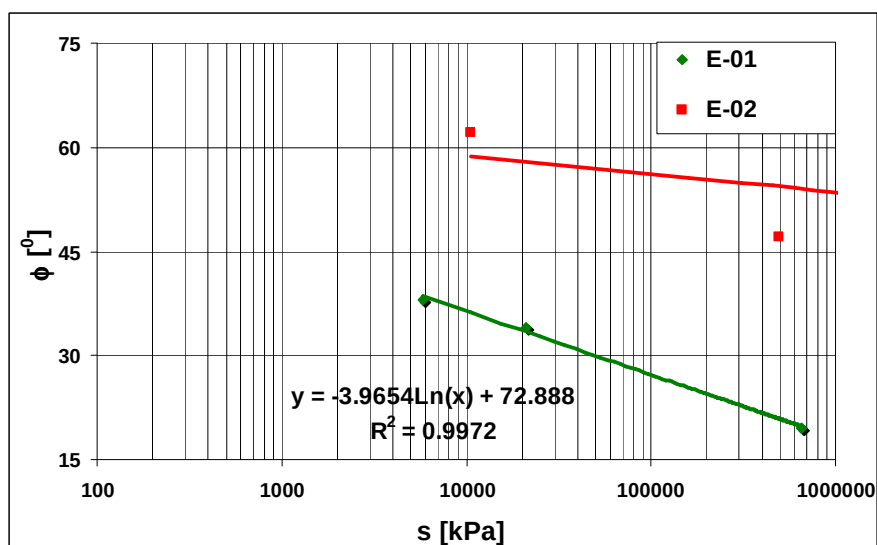


Figure VII.29 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la succion

Nous constatons également sur la figure VII.28 que la courbe de cohésion de E-01 reste toujours au-dessus de celle de E-02 sous des succions variables et densités fixes. Toutefois, cette courbe de E-01 crée un décalage beaucoup plus marqué pour des succions très élevées et tend à rejoindre celle de E-02 pour de faibles succions. Nous concluons que l'échantillon E-01 est plus sensible à la variation de succion. Ce phénomène est dû à la taille des pores et à la smectite retrouvée dans la fraction argileuse de cet échantillon. Cependant, l'angle de frottement interne reste toujours au dessus pour E-02 avec un décalage très marqué entre les deux échantillons.

Les modèles linéaires de la cohésion en fonction de la teneur en eau ou de la succion nous permettent d'obtenir deux relations qui lient ces paramètres entre eux mathématiquement à partir des droites obtenues respectivement pour E-01 (équations [VII.3] et [VII.4]) et pour E-02 (équations [VII.5] et [VII.6]). Ces modèles déterminés seulement à partir de trois points d'essais expérimentaux sont à considérer avec certaines réserves :

$$c = -49.69w + 1395.3 \text{ avec } R^2 = 0.992 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.3}]$$

$$c = 77.45 \ln(s) - 538.94 \text{ avec } R^2 = 0.986 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.4}]$$

$$c = -10.46w + 433.46 \text{ avec } R^2 = 0.991 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.5}]$$

$$c = 15.48 \ln(s) - 83.26 \text{ avec } R^2 = 0.977 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.6}]$$

Toutefois, les équations mathématiques obtenues pour les échantillons E-01 et E-02 nous permettent d'estimer la valeur de la cohésion totale en fonction de la teneur en eau ou de la succion des sols. Ces équations peuvent être

extrapolées ou généralisées dans le cas des sols d'autre site présentant les mêmes caractéristiques obtenues par des essais classiques de laboratoire.

D'autres chercheurs ont fait des études similaires sur d'autres types de sol. MASEKANYA [2008] a trouvé pour les limons d'Awans (Belgique), deux modèles linéaires (équations [VII.7] et [VII.8]) et un modèle sous forme de puissance (équation [VII.9]) :

$$c = -8.8055.w + 199.38 \text{ avec } R^2 = 0.9846 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.7}]$$

$$c = 23.31.\ln(s) - 60.99 \text{ avec } R^2 = 0.9866 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.8}]$$

$$c = 10463.w^{-1.8968} \text{ avec } R^2 = 0.987 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.9}]$$

LECLERCQ et al. [1985] ont proposé deux relations en puissance pour le limon de Gembloux (Belgique), pour la frange des teneurs en eau et de succion analysées :

$$c = 27247.w^{-2.3574} \text{ avec } R^2 = 0.99 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.10}]$$

$$c = 9.5454.s^{0.3439} \text{ avec } R^2 = 0.9748 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.11}]$$

5.2.3- Teneur en eau fixe et densité variable

Dix-huit autres essais triaxiaux UU (suction non contrôlée) ont été réalisés sur E-01 et E-02 également au LEMSC de l'UCL. Leurs échantillons ont été préparés à teneur en eau fixe et densité variable, puis cisailés directement dans leur état d'humidité, sans saturation préalable et sans contrôle de suction. Pour chaque densité, les mêmes états de contraintes ($\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$, 100 kPa et 200 kPa) ont été aussi appliqués aux échantillons. Les résultats de ces essais sont donnés en contraintes totales. Le tableau VII.14 montre la variation de la densité au sein des échantillons. Et, la figure VII.30 présente les états testés dans le diagramme Proctor.

Echantillon N°	E-01	E-02
w [%]	28.81	35.95
γ_{d1} [g.cm^{-3}]	1.17	0.81
γ_{d2} [g.cm^{-3}]	1.37	1.01
γ_{d3} [g.cm^{-3}]	1.57	1.21

Tableau VII.14 : Variation de la densité au sein des éprouvettes

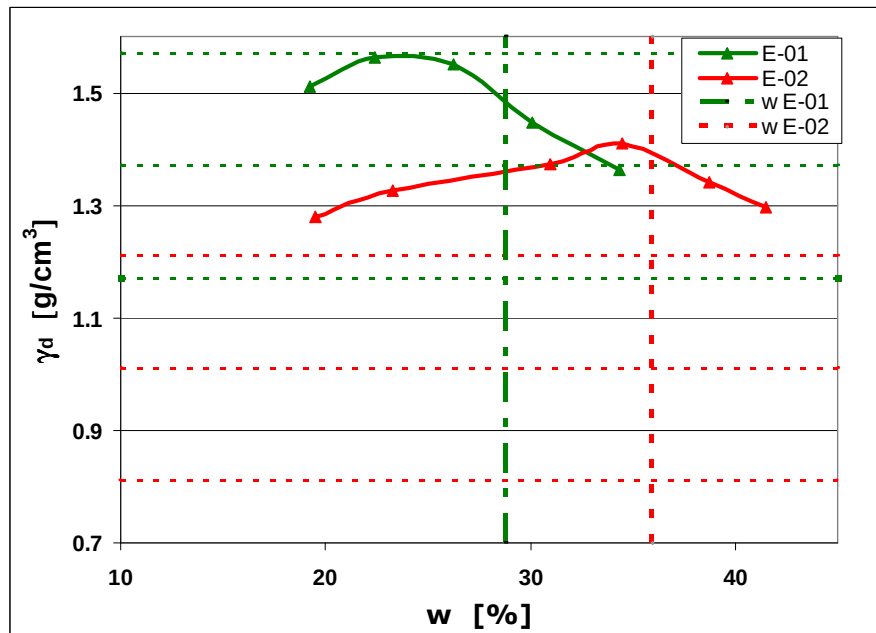
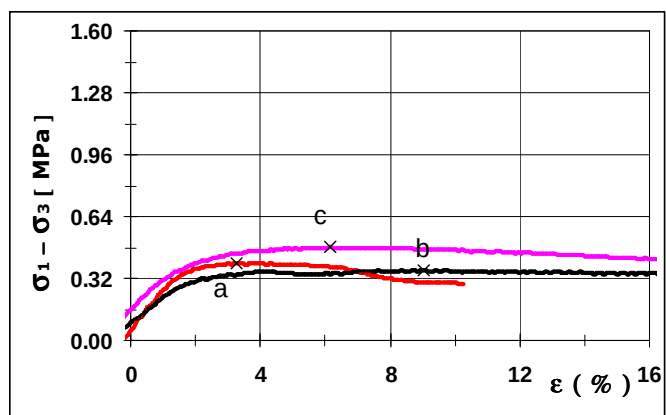


Figure VII.30 : Variation de la densité au sein des échantillons E-01 et E-02 (teneur en eau constante)

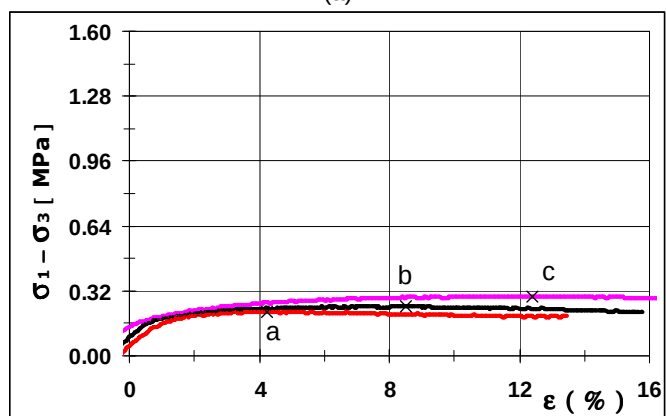
5.2.3.1- Résultats des essais

Les essais triaxiaux à succion non contrôlée UU, avec variations de densité à teneur en eau fixe, sont réalisés en conditions non drainées. Le cisaillement, conduit à différentes densités, montre qu'il y a une variation de la cohésion en fonction de la densité des sols. Lors du cisaillement, nous avons fixé la déformation maximale toujours à 20% de la hauteur initiale de l'échantillon. Tous les échantillons présentent un pic $q_{\max}$ (en a, b et c) avant la fin de cette déformation. Et, nous notons un plan de rupture parfois nette ou en forme de tonneau comme illustré à la figure VII.23.

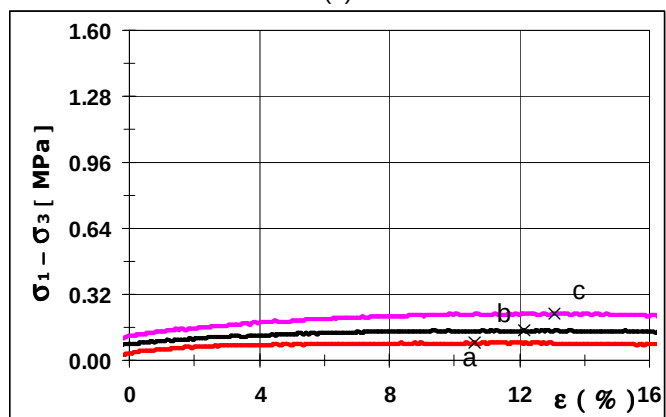
Les résultats expérimentaux des échantillons E-01 et E-02, cohésion et angle de frottement interne, des essais triaxiaux à succion non contrôlée à densité variable et teneur en eau fixe sont résumés aux tableaux VII.15 et VII.16. Les figures VII.31 et VII.32 montrent respectivement les différents diagrammes et cercles de Mohr pour l'échantillon E-01 avec le critère de rupture « déviateur maximum ». Mais, l'ensemble des résultats des deux échantillons sont présentés en Annexe III.



(a)

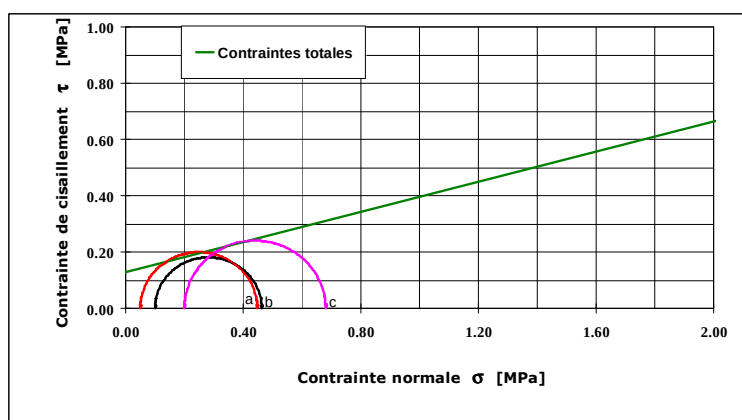


(b)

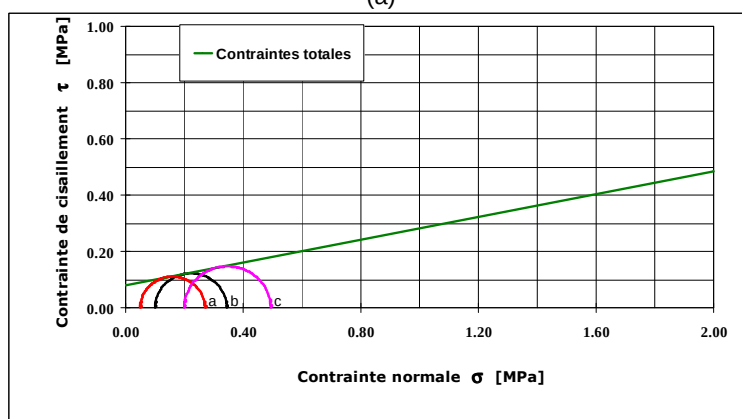


(c)

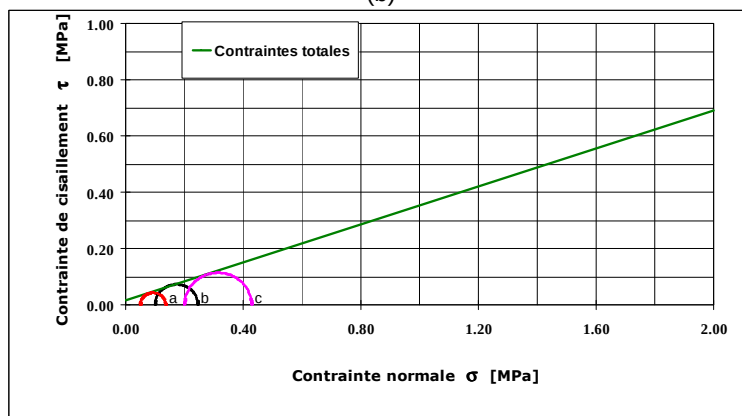
Figure VII.31 : Diagrammes déviateur - déformation axiale de E-01 : (a) $\gamma_d = 1.17 g/cm^3$ et $S_r = 56.8\%$; (b) $\gamma_d = 1.37 g/cm^3$ et $S_r = 76\%$ et (c) $\gamma_d = 1.57 g/cm^3$ et $S_r = 98\%$



(a)



(b)



(c)

Figure VII.32 : Cercles de Mohr et courbes intrinsèques de E-01 : (a) $\gamma_d = 1.17 \text{ g/cm}^3$ et $S_r = 56.8\%$; (b) $\gamma_d = 1.37 \text{ g/cm}^3$ et $S_r = 76\%$ et (c) $\gamma_d = 1.57 \text{ g/cm}^3$ et $S_r = 98\%$

E-01			E-02		
$w = 28.81 \%$			$w = 35.95 \%$		
γ_d [g.cm ⁻³]	c [MPa]	ϕ [°]	γ_d [g.cm ⁻³]	c [MPa]	ϕ [°]
1.17	0.016	18.6	0.81	0.003	24.7
1.37	0.080	11.5	1.01	0.063	22.3
1.57	0.128	15	1.21	0.260	12.7

Tableau VII.15 : Résultats des essais triaxiaux à succion non contrôlée

Paramètres géotechniques	E-01	Paramètres géotechniques	E-02
c [kPa] (CU)	21	c [kPa] (CU)	50
ϕ [°] (CU)	18.8	ϕ [°] (CU)	18.5
c [kPa] (non saturé $\gamma_d = 1.17\text{g.cm}^{-3}$)	16	c [kPa] (non saturé $\gamma_d = 0.81\text{g.cm}^{-3}$)	3
ϕ [°] (non saturé $\gamma_d = 1.17\text{g.cm}^{-3}$)	18.6	ϕ [°] (non saturé $\gamma_d = 0.81\text{g.cm}^{-3}$)	24.7
c [kPa] (non saturé $\gamma_d = 1.37\text{g.cm}^{-3}$)	80	c [kPa] (non saturé $\gamma_d = 1.01\text{g.cm}^{-3}$)	63
ϕ [°] (non saturé $\gamma_d = 1.37\text{g.cm}^{-3}$)	11.5	ϕ [°] (non saturé $\gamma_d = 1.01\text{g.cm}^{-3}$)	22.3
c [kPa] (non saturé $\gamma_d = 1.57\text{g.cm}^{-3}$)	128	c [kPa] (non saturé $\gamma_d = 1.21\text{g.cm}^{-3}$)	260
ϕ [°] (non saturé $\gamma_d = 1.57\text{g.cm}^{-3}$)	15	ϕ [°] (non saturé $\gamma_d = 1.21\text{g.cm}^{-3}$)	12.7

Tableau VII.16 : Comparaison entre résultats essais triaxiaux saturés et non saturés pour E-01 et E-02

5.2.3.2- Interprétation des essais

Afin de mettre en évidence également les variations de c et ϕ déterminés en contraintes totales en fonction de la teneur en eau constante et la densité variable, nous avons mis ces résultats sous forme graphique à la figure VII.33. Cette figure montre l'évolution de la cohésion en fonction de la densité pour E-01 et E-02. Nous observons globalement pour un confinement donné, plus la densité croît, plus la cohésion augmente, donc plus la résistance du sol augmente aussi. Ceci est d'autant plus remarquable dans le cas de l'échantillon E-02. Nous en déduisons que la résistance du sol augmente lorsque la densité augmente et vice versa. Cette observation est en accord avec la théorie qui dit que la résistance du sol augmente avec la densité.

En revanche, l'angle de frottement interne ϕ est variable avec la densité pour une teneur en eau fixe, comme illustré à la figure VII.34. Il décroît avec

l'augmentation de la densité pour E-02. En revanche, pour E-01, il décroît pour ensuite croître à des densités élevées. Alors, il est difficile de statuer sur une évolution de ce paramètre pour E-01. Nous en déduisons que l'angle de frottement interne ϕ ne diminue pas toujours avec l'augmentation de la densité pour E-01, mais cet angle diminue avec la densité pour le sol très plastique E-02, ce qui est en accord avec la littérature.

De ces graphes, nous pouvons en tirer deux modèles linéaires de la cohésion en fonction de la densité pour les sols étudiés respectivement E-01 et E-02 (équations [VII.12] et [VII.13]). Ces modèles déterminés seulement à partir de trois points d'essais expérimentaux sont également à considérer avec circonspection :

$$c = 280\gamma_d - 308.93 \text{ avec } R^2 = 0.993 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.12}]$$

$$c = 642.5\gamma_d - 540.26 \text{ avec } R^2 = 0.913 \text{ (unités en kPa)} \quad [\text{VII.13}]$$

Les équations linéaires obtenues pour les échantillons E-01 et E-02 nous permettent d'estimer la valeur de la cohésion totale en fonction de la densité des sols. Ces équations peuvent être encore extrapolées ou généralisées dans le cas des sols d'autres sites présentant les mêmes caractéristiques obtenues par des essais classiques de laboratoire.

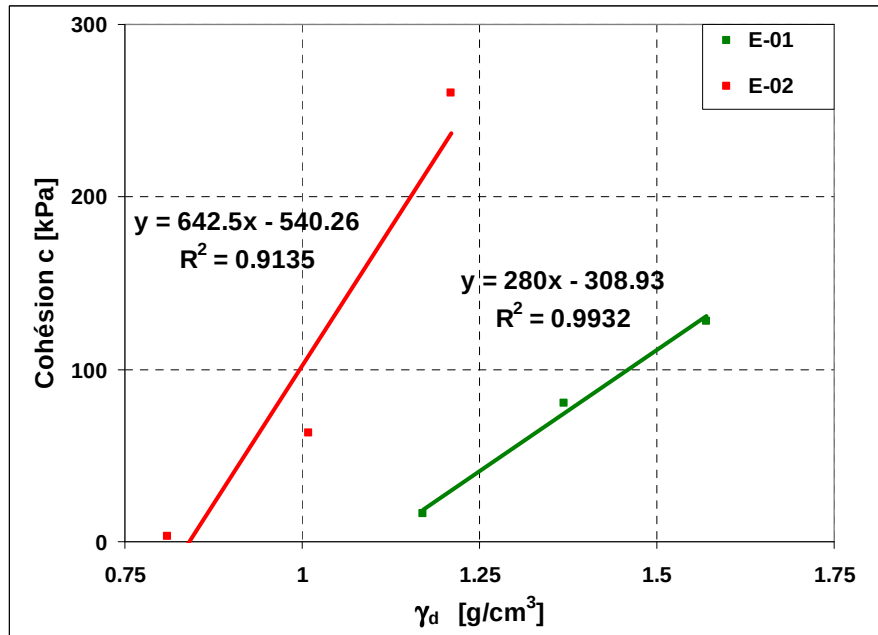


Figure VII.33 : Evolution de la cohésion totale en fonction de la densité sèche

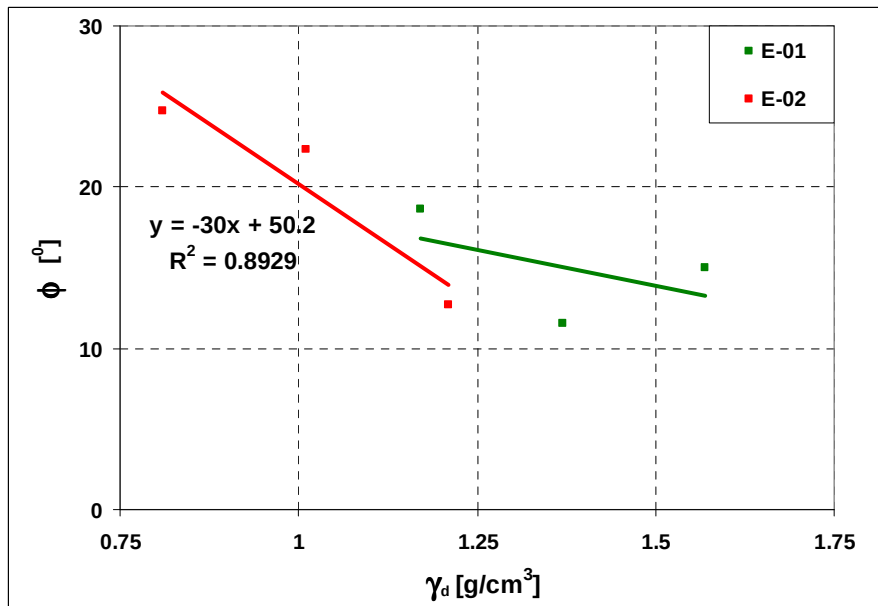


Figure VII.34 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la densité sèche

6.- Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons montré que l'effet de l'augmentation de la succion sur le comportement des sols non saturés se traduit par un renforcement des propriétés de résistance au cisaillement du sol. Le comportement avant rupture obéit aux mêmes règles que le sol soit saturé ou non saturé, avec une rigidité du sol avec l'augmentation de succion. Cette augmentation de succion s'exprime toujours par une augmentation de la cohésion qu'on peut illustrer comme étant la suite d'un renforcement des liens au contact interparticulaire. En revanche, pour l'angle de frottement interne, la tendance observée est peu claire dans nos essais à l'égard d'une évolution croissante ou décroissante de la succion. Son évolution semble dépendre d'autres propriétés des sols démontrées dans la littérature comme la densité, la teneur en eau et l'indice de plasticité. L'action conjuguée de ces deux paramètres fondamentaux, cohésion et angle de frottement interne, conduit à une augmentation de la résistance du sol et du même coup à une augmentation de la valeur du facteur de sécurité global de la pente.

Il a été montré que la courbe de rétention d'eau d'un sol, quel que soit le chemin parcouru, est une caractéristique fondamentale des sols non saturés. Elle permet de quantifier à chaque succion l'ampleur de l'attraction de l'eau sur le sol, ce qui provoque les modifications de la résistance des sols par l'augmentation des contraintes effectives. Cette attraction reste

faible dans le sable calcaire perméable, E-03. En revanche, dans les argiles plastiques E-01 et E-02 respectivement, au sein desquelles les interactions eau - argile sont importantes, elle atteint des valeurs très élevées. L'ampleur de cette succion observée dépend également de la microstructure des sols argileux. Cette succion conditionne les mouvements d'eau dans nos argiles partiellement saturées et influe considérablement les propriétés mécaniques des deux argiles étudiées dans ce chapitre.

Il a été montré dans la littérature que les premières approches de la mécanique des sols non saturés, permettant l'extension de l'approche en contraintes effectives, ont visé à atteindre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte et de la succion. Mais, cette approche de contrainte effective unique a trouvé ses limites dans le cas du phénomène d'effondrement des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge. Ce qui pousse les auteurs à utiliser de nos jours l'approche plus complète basée sur l'utilisation de deux variables de contraintes indépendantes, qui sont le plus souvent la contrainte nette $\sigma - u_a$ et la succion $u_a - u_w$. Cependant, dans notre étude, face à la complexité et à la durée des essais utilisant ces deux variables, nous avons utilisé une approche simple et rapide, basée sur la reconstitution d'échantillons directement à la densité et à la teneur en eau souhaitée. Cette approche, à succion non contrôlée, simple et rapide en contraintes totales donne également satisfaction et permet d'avoir une bonne idée de l'effet de la succion sur les caractéristiques de résistance de nos sols. Elle nous a permis d'établir des relations linéaires croissantes de la cohésion en fonction de la succion ou de la densité sèche traduisant ainsi leur effet sur la résistance des sols. Elle introduit implicitement le phénomène de cohésion capillaire en fonction de la succion dans cette détermination de contrainte totale. Les relations obtenues, en accord à chaque fois avec la théorie des sols non saturés, justifient la validité de notre approche.

CHAPITRE VIII : ANALYSE NUMÉRIQUE DU GLISSEMENT (KENSCHOFF-MAHOTIÈRE)

1.- Introduction

En général, le calcul de stabilité des pentes est déterminé à partir du calcul à la rupture selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb qui suppose que le sol est rigide-plastique. Cette approche de base est modifiée ici par la prise en compte des paramètres tels la succion et le coefficient sismique.

Les logiciels informatiques développés de nos jours facilitent la prise en compte de ces paramètres et conduisent à des solutions générales et plus réalistes de la stabilité des pentes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement le comportement des sols. Dans ce travail, le logiciel de calcul GEO-SLOPE, développé par *Geo-slope International Ltd*, a été utilisé pour réaliser les calculs de stabilité statique, pseudostatique et par éléments finis. Ce logiciel nous a permis de modéliser le glissement de Kenscoff-Mahotièrè en appliquant les résultats des analyses expérimentales et paramétriques des sols utilisés et la géométrie réel de ce glissement. Le choix de ce logiciel a été motivé par sa diversité du fait qu'il est constitué d'une suite de différents modules (SLOPE/W, SEEP/W, QUAKE/W, SIGMA/W, TEMP/W, CTRAN/W, AIR/W et VADOSE/W) qui peuvent être utilisés pour des problèmes variés (évaluation des barrages et des digues, infiltration, succion, séisme, liquéfaction...), par sa performance, sa souplesse, etc. Ce logiciel se veut complet et répond bien aux objectifs fixés dans la thèse.

2.- Présentation du logiciel GEO-SLOPE

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique et de géo-environnement. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le facteur de sécurité des massifs en pente constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans sollicitations sismiques, avec ou sans succion, etc. Dans son architecture globale, ce programme est composé de huit modules distincts. Voici une brève présentation de ces différents modules :

- SLOPE/W : calcul des facteurs de sécurité d'une pente en utilisant les méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, ...);
- SEEP/W : calcul, analyse et évalue, grâce à un modèle par éléments finis, les pressions interstitielles d'eau ;

- QUAKE/W : modélisation par éléments finis du comportement du sol sous séisme ;
- SIGMA/W : analyse par éléments finis des problèmes de contraintes - déformations ;
- TEMP/W : analyse des problèmes géothermiques des sols ;
- CTRAN/W : modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux ;
- AIR/W : analyse des interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux ;
- VADOSE/W : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la vadose non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol.

Dans notre travail, les deux modules intéressants à utiliser sont SLOPE/W et SEEP/W. Ces deux modules permettent de décrire la géométrie du problème, la stratigraphie du site, les paramètres de résistances des sols et de modéliser la non saturation du sol, la pluviométrie et la sismicité du site. Ces deux modules combinés ensemble permettent de réaliser des interactions entre eux en utilisant les résultats de l'un pour faire une analyse dans l'autre et vice-versa. Ces combinaisons, méthodes par éléments finis et méthodes d'équilibre limite, permettent de surmonter les sérieuses limitations de la méthode d'équilibre limite des tranches qui ne satisfont que les équations de la statique et qui ne prennent pas en compte la compatibilité entre la déformation et le déplacement. La méthodologie appliquée avec ces deux modules pour la modélisation du glissement de Kenscoff-Mahotièr va être développée au cours de ce chapitre. Mais pour plus de détails du fonctionnement de ces modules, nous suggérons les références fournies avec ces logiciels : « Stability modeling with SLOPE/W » et « Seepage modeling with SEEP/W ».

3.- Hypothèses de calcul

L'objectif principal de cette modélisation du glissement de Kenscoff-Mahotièr est de connaître le mécanisme qui a engendré la rupture et également le facteur de sécurité du talus avant sa rupture. Pour ce faire, nous rappelons tout d'abord les hypothèses judicieuses qui ont été retenues quant aux propriétés des sols déduites de l'étude expérimentale et les données de base qui ont été nécessaires à la réalisation du modèle numérique avec GEO-SLOPE.

Les hypothèses utilisées dans le cadre de cette étude sont les suivantes :

- La première hypothèse a rapport à la géologie de la zone du glissement. Comme décrit au paragraphe V.4, les sols retrouvés dans la zone du glissement sont le calcaire de l'Eocène, la série détritique du Paléocène constituée d'argile, de blocs et de cailloux calcaires et le basalte du Crétacé. Les données géologiques disponibles sur les âges des différentes formations et les pendages des couches montrent que le glissement se situe sur un anticlinal. Grâce à ces analyses, nous avons

pu constater que dans ce glissement les sols réellement présents sont le calcaire broyé et l'argile verte, mais par contre le basalte n'a pas été confirmé et se situe peut être plus loin du pied de talus.

- La deuxième hypothèse concerne la géométrie de la zone du glissement. Comme décrit au paragraphe V.7, la zone du glissement s'étend sur une hauteur d'environ 15 m en moyenne (escarpement principal) et sur une longueur totale d'environ 500 m (glissement + éboulis). Ce glissement est constitué de deux parties bien distinctes qui sont la plateforme et la zone réelle du talus glissé. Dans la plateforme, on retrouve l'escarpement principal qui nous fournit une donnée importante sur la profondeur de la couche réelle de calcaire glissée. Cet escarpement montre qu'on est en présence d'un glissement de type circulaire. Le flanc Est du glissement est composé d'argile verdâtre surmontée d'un mélange de sol organique et de sable calcaire. Le flanc Ouest est composé de sable calcaire et de sol latéritique surmonté de terre végétale. Dans la zone réelle du talus (zone talus glissé de forte pente 40%), on retrouve principalement l'argile verte imperméable qui a cédé et provoqué la déstabilisation de ce talus par changement de résistance en présence d'eau. Et, la partie inférieure du glissement est constituée principalement d'éboulis.
- La troisième hypothèse s'applique au niveau de la nappe phréatique et à l'influence des pluies sur la stabilité de Kenscoff-Mahotièr. Nous avons observé au milieu du glissement la présence d'une source d'eau, indiquant soit la présence de la nappe à ce niveau, soit de l'eau d'infiltration qui percole au niveau du calcaire et qui reste piégée dans l'argile verte. En effet, comme vu au chapitre V consacré à la géologie, la nappe phréatique pourrait être présente sur le site. Mais, nous n'avons aucune information précise sur la hauteur de cette nappe à partir des mesures piézométriques. Donc, son influence sera prise en compte dans nos calculs avec prudence et notamment avec une étude paramétrique où nous allons la faire varier suivant le cas étudié. Ensuite, nous avons observé dans le cas de notre glissement que la surface de rupture se trouve en majoritaire dans la zone réelle du talus glissé (zone à forte pente, 40%) constituée d'argile verte. Nous allons mener une étude paramétrique en analysant l'influence de l'infiltration sur notre talus. Cette étude sera axée sur l'infiltration de l'eau dans le calcaire constituant majoritairement la plateforme et dans l'argile avec augmentation de la teneur en eau de cette argile qui provoquera sa variation de sa résistance.
- La quatrième hypothèse concerne les différents paramètres qui devront être fixés en fonction des caractéristiques de chaque sol déterminées dans la partie expérimentale de la thèse. Dans cette hypothèse, le sol latéritique présent dans les dolines et dans des poches de la partie supérieure du glissement ainsi que le basalte en profondeur ont été négligés dans la modélisation. Cette hypothèse se base sur le fait que, d'une part, la couche de sol latéritique est de faible épaisseur et qu'elle ne joue aucun rôle prépondérant dans la rupture de ce talus et, d'autre part, la surface de rupture n'atteint pas la couche de basalte en profondeur. Dans ce cas, nous allons analyser seulement les

paramètres du calcaire broyé et ceux de l'argile verte pour modéliser notre talus dans SLOPE/W et SEEP/W.

- Et enfin, la dernière hypothèse vise les méthodes classiques de stabilité de type équilibre limite utilisées dans le sous-code SLOPE/W. En effet, dans ce sous-code, nous retrouvons la plupart des méthodes abordées au chapitre III telles que les méthodes de Bishop, de Janbu, de Spencer, de Morgenstern-Price, etc. Selon la méthode choisie, SLOPE/W calcule le facteur de sécurité de la pente. Dans notre travail de modélisation du glissement de Kenscoff-Mahotièr, nous utilisons la plupart de ces méthodes citées, mais nous mettons beaucoup plus l'accent sur des méthodes qui respectent à la fois l'équilibre des moments et l'équilibre des forces, telles que la méthode de Morgenstern-Price et la méthode d'équilibre limite générale (GLE). Dans ces deux méthodes, le rapport entre la force normale et de cisaillement est défini dans SLOPE/W par la fonction « *half-sine* » qui concentre les forces de cisaillement vers le milieu de la masse en mouvement.

4.- Cas étudiés

Maintenant que les hypothèses ont été définies, les cas étudiés peuvent être passés en revue. Les cas étudiés concernent l'étude du talus réel inspiré du cas pratique du glissement de terrain à Kenscoff-Mahotièr : il s'agit du cas expérimental développé dans la thèse. Dans ce cas bien précis, nous aurons à appliquer les résultats obtenus dans la partie expérimentale et à définir ce talus formé de deux couches de sol : le calcaire broyé au-dessus et l'argile verte en profondeur. Dans cette partie également, des cas de simulation paramétrique vont être appliqués sur le calcaire et sur l'argile afin de traiter les problèmes de l'influence de certains paramètres sur la stabilité des pentes. Dans ces cas, nous mettons en évidence les effets de la nappe, de la succion, de la pluviométrie et de la sismicité sur cette stabilité de pentes. Ces effets vont être implémentés dans SLOPE/W, utilisant les méthodes des tranches et SEEP/W les méthodes par éléments finis.

5.- Représentation du modèle géométrique retenu

Au chapitre V, nous avons défini les profils à adopter dans notre travail pour le talus de Kenscoff-Mahotièr. Pour obtenir ces profils, nous avons utilisé la carte topographique de délimitation du glissement sur laquelle nous avons tracé une coupe Nord - Sud. Ensuite, nous avons établi une coupe géologique sur base des informations disponibles développées dans l'étude géologique du site. A partir de cette coupe géologique, nous avons réalisé notre modèle géométrique retenu dans le programme GEO-SLOPE (figure VIII.1)

Dans le modèle général de la zone (figure VIII.1), on retrouve un talus hétérogène de 500 m de hauteur, de 700 m de longueur et des pentes variables de 15 à 40% en certains endroits reposant sur un substratum. Ce modèle hétérogène est constitué du calcaire broyé perméable en surface,

puis de l'argile verte plastique quasi-imperméable et du basalte en profondeur. Cette couche de basalte, comme prouvée dans la partie expérimentale, est hors de la zone de talus réel et ne sera pas prise en compte dans notre modèle. Donc, pour notre modèle géométrique retenu, nous allons considérer un talus hétérogène plus restreint avec des dimensions choisies pour faciliter la compréhension de l'étude.

Le domaine de notre modèle géométrique retenu (figure VIII.1) s'étend sur une longueur de 300 m, une hauteur de 160 m et des pentes variables de 15 à 40%. Ce modèle géométrique hétérogène assez simple retenu dans GEO-SLOPE est constitué du calcaire broyé en surface et de l'argile verte en profondeur. Dans ce modèle géométrique, nous avons évité de reproduire tous les détails de la réalité physique du terrain en réalisant une abstraction simplifiée de cette réalité afin d'éviter toute complexité inutile dans GEO-SLOPE. Car dans GEO-SLOPE, la complexité ne veut pas dire précision et en sus, la complexité peut créer des difficultés numériques, par exemple difficultés d'arrondis et de convergences qui peuvent aboutir à des résultats irréalistes.

Pour tracer ce modèle géométrique, nous avons utilisé le composant « *snap-to-grid* » pour définir les points et les régions, arrondir toutes les distances, puis commencer un modèle simple et ensuite ajouter de la complexité dans les stades si nécessaires.

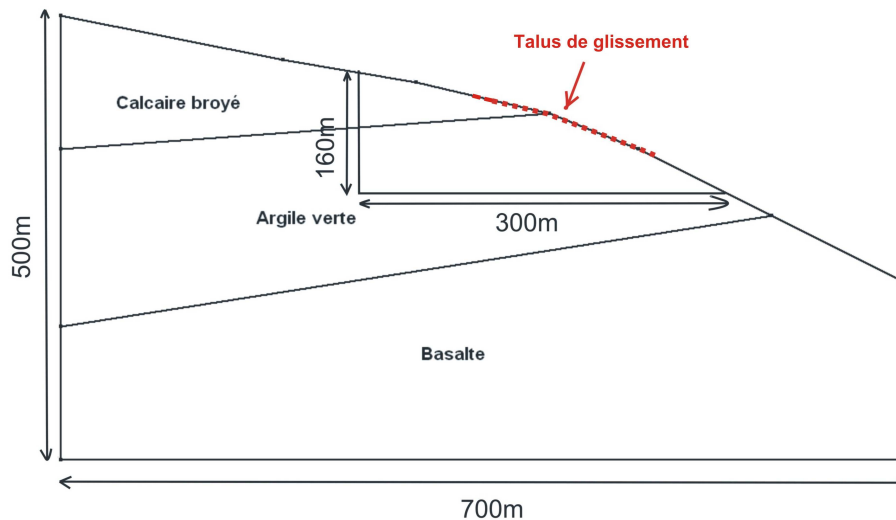


Figure VIII.1 : Géométries générale et retenue pour les simulations du talus de Kenscoff-Mahotièr et en rouge (talus de glissement) zone de glissement actuel estimé

6.- Modélisation dans GEO-SLOPE

Une fois notre modèle géométrique du talus défini dans le code de calcul GEO-SLOPE, nous devons intégrer les principales composantes afin de déterminer les facteurs de sécurité du glissement de Kenscoff-Mahotièr par les différentes méthodes de calcul et ensuite de les comparer entre eux. Ces composantes sont les propriétés du sol à savoir le type de sol, le modèle de sol, son poids volumique, ses valeurs en contraintes effectives (c' et ϕ') ; puis la nappe phréatique, s'il en existe ; la pluviométrie avec les conditions aux limites imposées ; les courbes de rétention d'eau du sol et la sismicité.

Dans notre travail, plusieurs approches de calcul ont été considérées :

- une première approche dans laquelle la stabilité du modèle est étudiée sous l'action seule du poids propre du massif, sans nappe, sans pluviométrie, sans succion et sans séisme. Dans cette approche, une étude de sensibilité des paramètres (c et ϕ) est réalisée afin de mener, d'une part, une analyse d'influence de ces paramètres sur le facteur de sécurité et, d'autre part, une analyse de comparaison plus poussée et représentative des méthodes statiques utilisées et d'en faire un choix pour la suite de la modélisation (Etude SLOPE/W) ;
- une deuxième approche dans laquelle les effets de la nappe, considérée hydrostatique, sont pris en compte dans le modèle avec quatre profondeurs de nappes différentes (Etude SLOPE/W) ;
- une troisième approche dans laquelle les effets combinés des nappes et des courbes de rétention d'eau ou de l'angle ϕ^b sont pris en compte dans le modèle notamment avec des courbes de rétention expérimentales et des courbes de rétention théoriques générales plus complètes pour les sols (Etude SLOPE/W) ;
- une quatrième approche dans laquelle la pluviométrie est prise en compte dans la stabilité avec les conditions aux limites imposées (Etudes SEEP/W et SLOPE/W) ;
- une dernière approche dans laquelle les effets du séisme sont pris en compte dans le modèle, avec une gamme de coefficient sismique variant de 0 à 0.58 pour le site ; dans cette approche également les effets combinés des nappes, de la succion, de la pluviométrie et des séismes sont considérés, toujours avec cette même gamme de coefficient sismique (Etudes SEEP/W et SLOPE/W).

6.1- Facteur de sécurité à partir de l'analyse de stabilité statique

Dans cette partie, nous avons analysé, d'une part, les résultats de la modélisation en considérant le talus qu'avec les caractéristiques mécaniques des deux couches étudiées expérimentalement, sans éléments déclencheurs et, d'autre part, nous avons présenté l'ensemble des simulations de ce talus et mené une étude de comparaison pour les différentes méthodes de stabilité classique retenues dans le module

SLOPE/W. Rappelons que ce module est basé sur des théories et des principes d'équilibre limite et des hypothèses simplificatrices, discutés au chapitre III, qui satisfont les équations de la statique dans laquelle les sommes des moments ($\sum M_0 = 0$), des forces horizontales ($\sum F_H = 0$) et des forces verticales ($\sum F_V = 0$) sont nulles. Dans ce module également, la loi de Mohr-Coulomb s'applique à la rupture ($\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$) et la relation en contraintes effectives de Terzaghi est valable ($\sigma' = \sigma - u$). Ainsi, on détermine le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite. Ce facteur de sécurité est supposé identique tout le long de la courbe de rupture.

6.1.1- Simulation du talus sans eau dans SLOPE/W

Dans cette approche, nous considérons notre talus formé de deux couches sous l'action seule de son poids propre. Les valeurs des paramètres géotechniques de chaque couche nécessaires aux simulations sont données dans le tableau VIII.1. Ensuite, nous déterminons le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles de rupture à partir du modèle Mohr-Coulomb et des méthodes d'équilibre limite choisies. En ce sens, nous avons défini le type de surface de glissement « Entry and Exit » pour laquelle il est nécessaire de définir une fourchette de coordonnées d'où peut partir et arriver le cercle de rupture. Cette technique permet de préciser l'endroit où la surface de glissement de Kenscoff-Mahotièr passe exactement à partir des observations faites sur le site. Elle génère 2000 surfaces de rupture afin de trouver celle la plus critique. Et, elle permet de surmonter des difficultés de visualisation d'étendue et/ou de fourchette de surface de rupture, observées parfois dans les autres méthodes comme « Grid and radius⁴⁹ » ou « Auto locate⁵⁰ ». Ce type de surface « Entry and Exit » sera accompagné de l'option « View safety map » qui permet de visualiser graphiquement à la fois la zone de surface de rupture potentielle (bande rouge) et la surface de rupture critique (ligne blanche). Cette représentation a l'avantage de montrer clairement l'emplacement de la surface de rupture critique par rapport aux autres surfaces de ruptures.

⁴⁹ Type de surface de rupture où on définit une grille de points utilisés comme centres de cercles de rupture pour choisir la zone à analyser et calculer le facteur de sécurité à partir de ces points et des lignes tangentes à ces cercles de rupture.

⁵⁰ Type de surface de rupture où SLOPE/W tente de faire un travail préliminaire pour identifier la zone de rupture et une solution approchée de la surface de rupture critique. Cette méthode est définie de manière automatique par SLOPE/W pour estimer le facteur de sécurité. Elle génère 2000 surfaces de rupture afin de trouver celle la plus probable et en général elle mène à un résultat raisonnable pour démarrer l'analyse et améliorer la localisation de la surface de rupture critique. Cependant, une certaine prudence est de mise actuellement pour cette technique nouvelle dans SLOPE/W. Car, elle ne donne pas de résultats acceptables dans tous les cas.

Nom	Couleur et géologie	Poids volumique [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [kPa]
E-01 (Argile verte)	Jaune (ep)	19.5	3	30.4
E-03 (Calcaire broyé)	Gris (ei)	22.1	27	41.1

Tableau VIII.1 : Paramètres géotechniques introduits dans SLOPE/W pour la modélisation

Les analyses de stabilité statique pour les quatre méthodes d'équilibre limite utilisées (méthodes de Bishop, Janbu, Morgenstern-Price et GLE) dans SLOPE/W, sont présentées à la figure VIII.2. Cette figure présente le plan de rupture critique, résultant du coefficient de sécurité minimal. Le tableau VIII.2 donne un résumé des valeurs de F_s trouvées avec ces quatre méthodes.

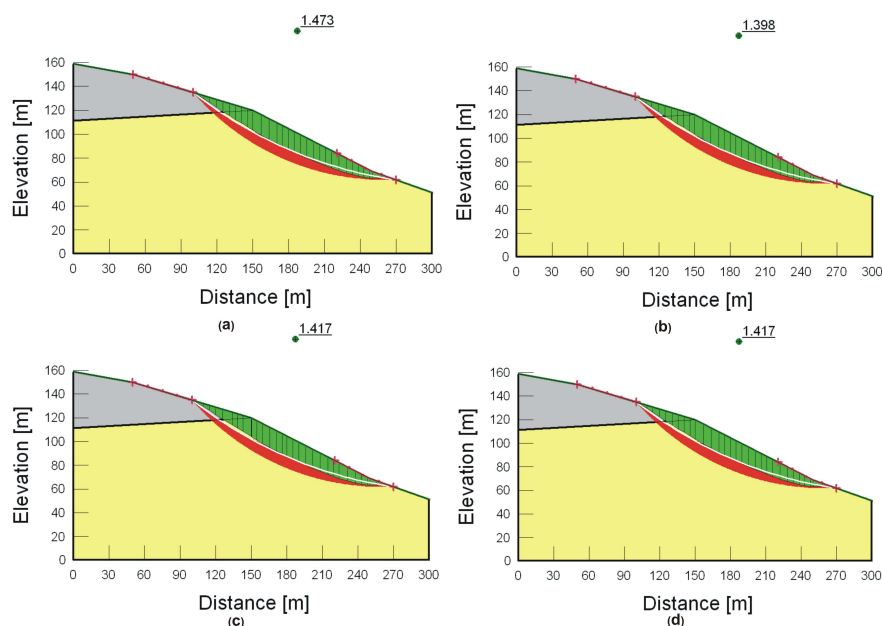


Figure VIII.2 : Modélisation de l'analyse statique dans SLOPE/W, bande rouge (View safety map), ligne blanche (surface de rupture critique) et bande verte (slip surface shading) : (a) méthode de Bishop, (b) méthode de Janbu, (c) méthode de Morgenstern-Price et (d) méthode GLE

Méthode	Bishop	Janbu	M-P	GLE
F_s	1.473	1.398	1.417	1.417

Tableau VIII.2 : Coefficients de sécurité F_s pour les méthodes utilisées dans SLOPE/W

Les facteurs de sécurité minima trouvés sont tous au-dessus de 1 ($F_s > 1$) dans cette analyse de stabilité statique. Il s'agirait dans ce cas d'un talus sans grand risque de glissement, en d'autres termes d'un talus stable sous les conditions statiques. Donc, c'est un élément déclencheur qui a pu provoquer ce mouvement de terrain survenu à Kenscoff-Mahotièr.

Ensuite, nous comparons les valeurs des facteurs de sécurité trouvées à partir des méthodes d'équilibre limite choisies (tableau VIII.2). Nous remarquons une légère différence entre ces valeurs : la méthode de Janbu sous-estime le facteur de sécurité d'une valeur d'environ 2% de la valeur obtenue par les méthodes de Morgenstern-Price et de GLE, et la méthode de Bishop, quant à elle, donne une valeur de F_s supérieure à celle obtenue dans Morgenstern-Price et dans GLE (environ 4%). Cette différence observée avec la méthode de Janbu est due à la sensibilité des forces d'équilibre présentées dans les inter-tranches. Cette comparaison de valeurs de F_s a permis également de conclure que la méthode classique de Bishop qui satisfait les moments d'équilibre est peu sécuritaire et donne des résultats plus élevés que les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre telles que Morgenstern-Price et GLE.

6.1.2- Comparaison des méthodes de tranches et influence c et ϕ

Afin de mener une comparaison approfondie sur les méthodes analytiques, nous avons étudié l'influence des paramètres (c et ϕ) sur le facteur de sécurité, en fixant un de ces deux paramètres. Pour ce faire, nous avons considéré les paramètres de la couche d'argile verte qui est la plus affectée par la rupture. Notons que les cercles de glissement obtenus (figure VIII.2) se situent majoritairement dans cette couche. Nous avons choisi une gamme de variation avec plusieurs points (c et ϕ) afin de rendre cette comparaison plus réaliste et plus exhaustive. Le tableau VIII.3 montre les valeurs de c et ϕ choisies et la sensibilité de ces paramètres sur le facteur de sécurité et la figure VIII.3 présente la comparaison des méthodes de calcul.

$\phi = 30.4^\circ$					$c = 3 \text{ kPa}$				
c (kPa)	F_s - Bish	F_s - Janb	F_s - M-P	F_s - GLE	ϕ ($^\circ$)	F_s - Bish	F_s - Janb	F_s - M-P	F_s - GLE
3	1.473	1.398	1.417	1.417	10	0.503	0.467	0.477	0.477
5	1.495	1.417	1.435	1.437	15	0.739	0.685	0.700	0.700
10	1.553	1.455	1.483	1.482	20	0.980	0.907	0.926	0.926
15	1.640	1.491	1.534	1.533	25	1.194	1.135	1.153	1.153
20	1.680	1.527	1.573	1.572	30	1.451	1.378	1.397	1.397
30	1.773	1.597	1.651	1.649	35	1.730	1.637	1.659	1.659

Tableau VIII.3 : Effets de la cohésion et de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité F_s

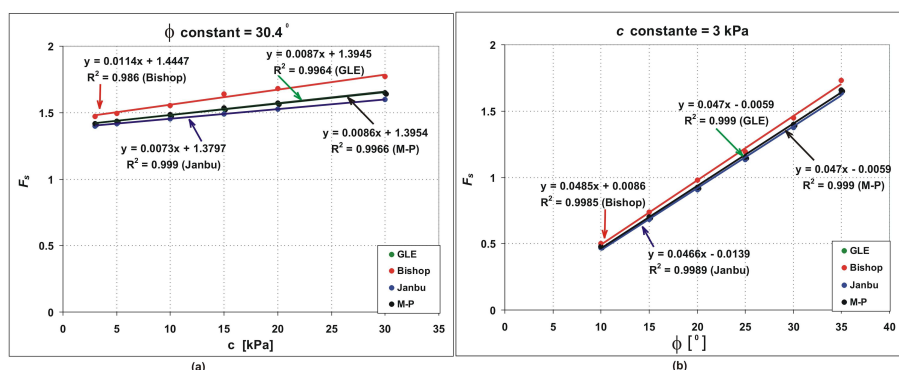


Figure VIII.3 : Comparaison des méthodes de calcul : (a) influence de la cohésion et (b) influence de l'angle de frottement interne sur le facteur de sécurité F_s

Cette comparaison plus poussée des méthodes sur les six cas considérés permet d'observer que le facteur de sécurité croît linéairement avec l'augmentation de la cohésion (figure VIII.3a) et de l'angle de frottement interne (figure VIII.3b). Elle montre également avec plusieurs combinaisons des propriétés de l'argile que les écarts des valeurs du coefficient de sécurité, avec un même jeu de données, excèdent plus de 5% (moyenne sur les six cas envisagés) pour la méthode de Bishop et celles de Morgenstern-Price et GLE. En revanche, la différence entre les facteurs de sécurité obtenus par la méthode de Janbu et ceux obtenus par les méthodes de Morgenstern-Price et GLE avoisine environ les 2% (moyenne sur les six cas envisagés). Cette observation faite sur l'ensemble des cas analysés confirme les conclusions selon lesquelles, d'une part, la méthode de Janbu ne satisfaisant que l'équilibre des forces donne des valeurs de F_s plus faibles que les autres méthodes et sous-estime le facteur de sécurité et, d'autre part, la méthode de Bishop qui respecte uniquement l'équilibre des moments surestime le facteur de sécurité et donne des valeurs plus élevées que les autres méthodes. En revanche, les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (Morgenstern-Price et GLE) sont proches et donnent des résultats plus précis. Pour toutes ces raisons, la méthode GLE qui respecte à la fois l'équilibre des moments et des forces est utilisée, comme méthode d'analyse, par la suite dans la modélisation du talus de Kenscoff-Mahotièr.

Afin de poursuivre cette comparaison, nous avons également étudié l'influence des paramètres c et ϕ sur la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture avec la méthode GLE pour les six cas considérés. Nous avons constaté que l'augmentation de c et ϕ modifie le profil de cette résistance (figure VIII.4). Les effets de ces deux paramètres sont alors importants sur la résistance au cisaillement. En revanche, cette modification est plus importante avec l'augmentation de la cohésion. Par conséquent, les effets de la cohésion sont prépondérants sur la résistance et donc sur le facteur de sécurité.

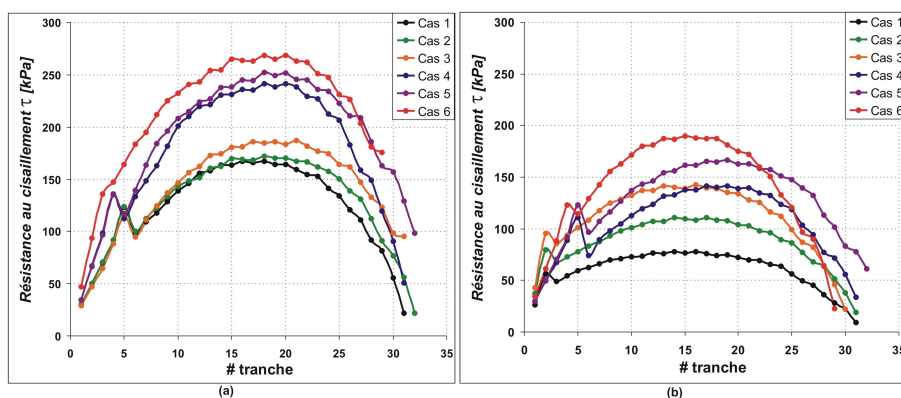


Figure VIII.4 : Résistance au cisaillement à la base de chaque tranche : (a) effet de la cohésion et (b) effet de l'angle de frottement interne

6.2- Influence des profondeurs de nappe

Les analyses effectuées dans l'approche de stabilité statique sous l'effet seul du poids propre du talus ont été réalisées sans nappe. Dans ces analyses, les pressions interstitielles d'eau sont considérées uniformément nulles dans notre talus. Maintenant, nous allons mener une analyse paramétrique avec quatre profondeurs de nappe et tenir compte des effets de l'eau dans notre modèle. Cette analyse paramétrique est réalisée avec la méthode analytique GLE en reprenant les simulations utilisées précédemment. Les propriétés mécaniques du talus avec nappe à introduire dans SLOPE/W restent identiques (tableau VIII.1).

6.2.1- Talus de Kenscoff-Mahotièr avec eau

Dans cette approche, nous rappelons que seule la prise en compte des effets de l'eau donnant lieu à des pressions interstitielles d'eau positives ($u_w = \gamma_w h_w > 0$) est considérée et que les pressions d'eau au-dessus de la nappe sont nulles ($u_w = 0$). Dans notre analyse, la pression d'eau interstitielle (u_w) est spécifiée avec une ligne piézométrique et une région d'eau peut être créée dans le talus. Avec cette condition de pression d'eau interstitielle définie par la ligne piézométrique, SLOPE/W calcule simplement la distance verticale de la base de la tranche à mi-parcours jusqu'à la ligne piézométrique (h_w) et multiplie cette distance par le poids volumique de l'eau (γ_w), (figure VIII.5). En ce sens, le programme calcule les pressions d'eau positives ($u_w > 0$), négatives ($u_w < 0$), et nulles ($u_w = 0$) de la même manière. Comme, dans cette approche, seule la contribution d'eau donnant lieu à des pressions d'eau positives est prise en compte, nous

avons plafonné la valeur minimale de pression d'eau à la ligne piézométrique ($u_w = 0$).

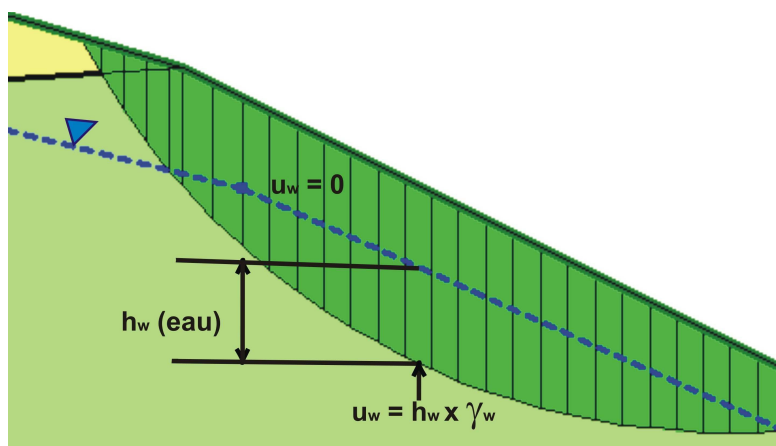


Figure VIII.5 : Exemple général de calcul de pression interstitielle d'eau u_w à partir de ligne piézométrique

6.2.1.1- Modélisation du talus avec eau dans SLOPE/W

Pour la détermination du facteur de sécurité avec la méthode GLE, nous avons défini quatre profondeurs de nappe hydrostatique à environ 20 m, 50 m, 80 m et 110 m par rapport à la surface du sol (respectivement nappe 1, nappe 2, nappe 3 et nappe 4). La nappe 1 correspond à une présence de nappe affleurante dans le calcaire broyé résistant qui est maintenu par la couche d'argile verte. Les nappes 2, 3 et 4, quant à elles, correspondent à une présence de nappe dans cette couche d'argile plus fragile (résistance plus faible). En effet, dans cette couche d'argile plus affectée par la rupture, nous avons envisagé trois possibilités de profondeurs de nappe afin d'illustrer l'influence d'un abaissement de nappe sur notre talus.

La comparaison graphique, pressions interstitielles d'eau positives (figure VIII.6) et surfaces de rupture critique associées aux facteurs de sécurité minima (figure VIII.7) est présentée avec ces quatre profondeurs de nappe envisagées. Les valeurs des coefficients de sécurité sont présentées au tableau VIII.4.

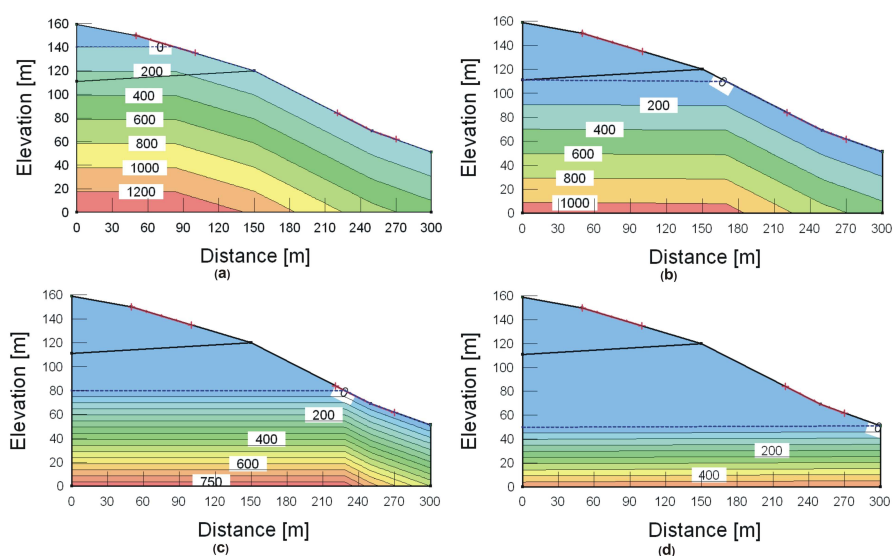


Figure VIII.6 : Profils de pression interstitielle d'eau (u_w en kPa) dans SLOPE/W obtenus pour les profondeurs de nappe envisagées : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4

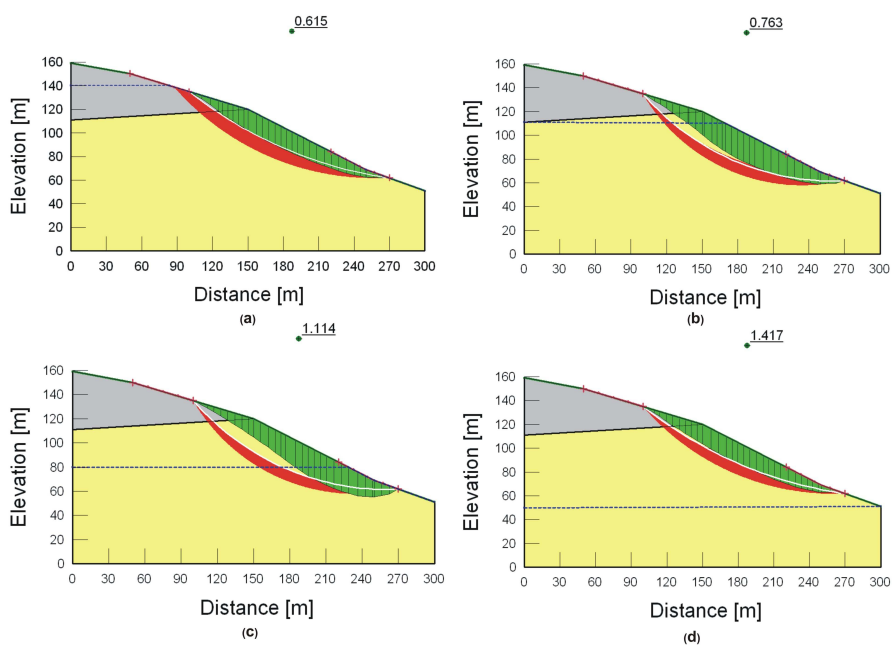


Figure VIII.7 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec la méthode GLE : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4

Profondeur de nappe z (m)	F_s - GLE
20	0.615
50	0.763
80	1.114
110	1.417

Tableau VIII.4 : Facteurs de sécurité F_s avec GLE dans SLOPE/W

6.2.1.2- Evolution et analyse du facteur de sécurité en fonction des nappes

Nous avons représenté graphiquement l'évolution des facteurs de sécurité trouvés avec les profondeurs de nappe envisagées et la méthode GLE. Nous avons constaté que les fluctuations de profondeur de nappe entre l'état sec (nappe 4 - profondeur 110 m) et l'état saturé (nappe 1 - profondeur 20 m) ont pour effet de diminuer significativement le facteur de sécurité jusqu'à environ 56% (tableau VIII.4 et figure VIII.8). Ce constat est dû à l'influence néfaste de l'eau provenant du gradient de pression positive sous la nappe. Donc, la remontée de la nappe déstabilise le talus et s'accompagne d'une diminution du facteur de sécurité.

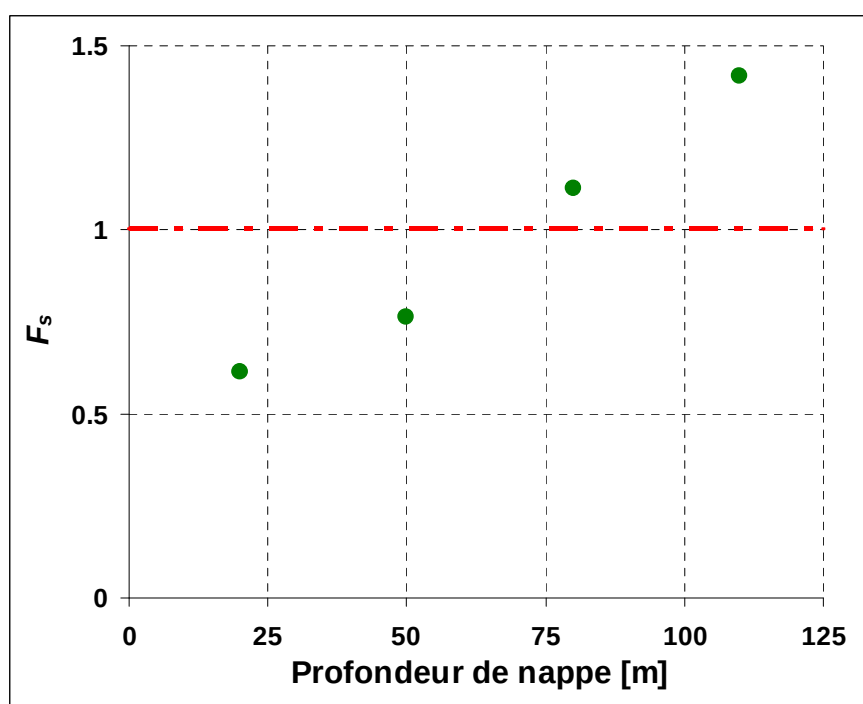


Figure VIII.8 : Evolution des facteurs de sécurité F_s en fonction des profondeurs de nappe envisagées

Dans les cas de nappes hautes 1 et 2 (figures VIII.7a et 7b), les cercles de rupture critique se rapprochent de la réalité observée à Kenscoff-Mahotièr. Dans ces nappes, nous constatons que les coefficients de sécurité sont inférieurs à 1 ($F_s < 1$) pour la méthode GLE (tableau VIII.4 et figure VIII.8). Donc, le talus est instable dans le cas d'une remontée de la nappe à ces profondeurs.

En revanche, dans les nappes 3 et 4 (figures VIII.7c et VIII.7d), nous remarquons que le coefficient de sécurité est supérieur à 1 ($F_s > 1$). Donc, le talus est en théorie stable dans le cas d'un abaissement considérable de la nappe à ces deux profondeurs. En sus, nous constatons également que l'influence de la nappe 4 est négligeable sur la stabilité et la valeur de coefficient de sécurité obtenue ($F_s = 1.417$) est la même que celle trouvée lors de l'analyse du talus sans nappe (tableau VIII.2).

6.2.2- Comparaison des pressions d'eau et conclusion

Afin de mener une comparaison plus poussée sur les pressions d'eau et leur influence sur le talus, nous avons analysé leur répartition le long des surfaces de rupture du glissement. Nous avons remarqué que les pressions d'eau au-dessus et au niveau de la nappe sont nulles ($u_w = 0$) et en dessous de la nappe, elles sont positives ($u_w > 0$) et ont une forme demi-sinusoïdale sur la plage de tranches sous la nappe pour les cas considérés (figure VIII.9). Nous avons constaté également que les pressions d'eau modifient le profil de résistance au cisaillement (figure VIII.10) pour les profondeurs de nappe analysés. Les résultats graphiques montrent des profils de résistance qui augmentent lorsque la profondeur de nappe par rapport à la surface augmente (nappe 4). Cette modification est due principalement à des changements de pression d'eau et de contrainte normale (poids du sol) le long de la surface de rupture.

En conclusion, la hauteur de la nappe et la répartition de pression d'eau jouent un rôle prépondérant sur la résistance au cisaillement et donc sur le facteur de sécurité et la localisation de la surface de rupture. Cette étude paramétrique avec différentes positions de nappe envisagées permet de mettre en évidence le rôle déterminant d'une éventuelle présence de nappe sur la stabilité de Kenscoff-Mahotièr. Mais, il est crucial de réaliser des essais expérimentaux in situ en plaçant des piézomètres permanents à différents endroits sur le site afin de déterminer de manière exacte cette présence de nappe sur ce talus et de représenter au mieux les conditions hydriques du site.

Par ailleurs, les calculs numériques ont révélé que l'événement accidentel à l'origine du glissement pourrait être dû à une brusque remontée de la nappe aux niveaux 1 et 2 (nappe 1 et nappe 2), hypothèse peu probable cependant vue la configuration topographique du site.

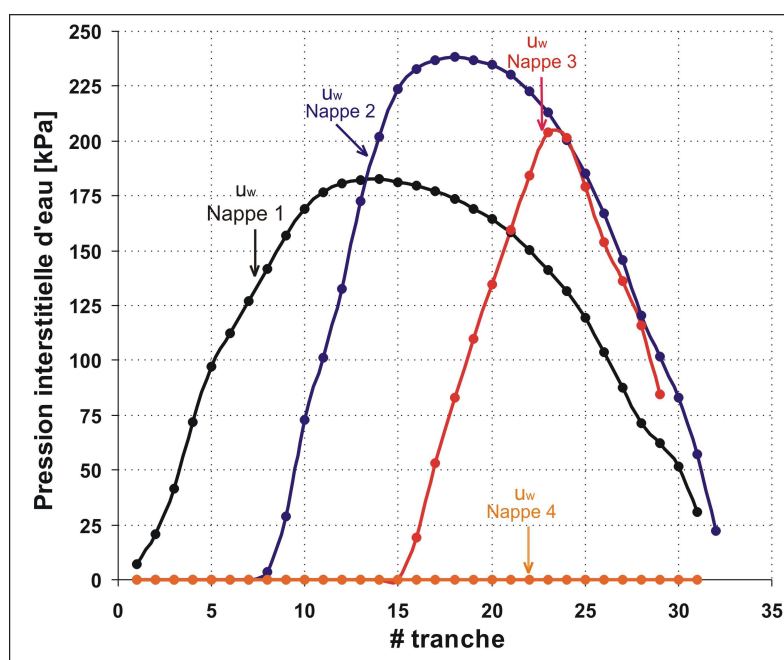


Figure VIII.9 : Répartition des pressions d'eau dans chaque tranche le long des surfaces de rupture

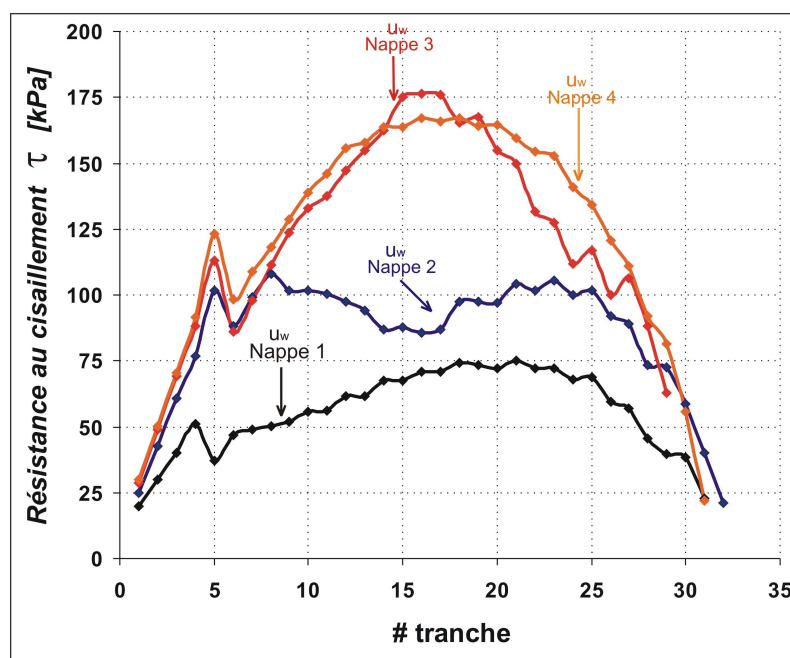


Figure VIII.10 : Résistance au cisaillement à la base de chaque tranche sous l'influence des nappes

6.3- Influence de la succion sur la stabilité

Les calculs précédents ont été effectués en supposant seule les pressions d'eau positives sous la nappe dans le talus. Or, dans notre travail, nous nous intéressons plus particulièrement à l'influence de la non saturation du sol sur la stabilité des pentes, en d'autres termes de la zone non saturée à partir du niveau piézométrique de la nappe et en remontant jusqu'à la hauteur d'ascension capillaire pour estimer la variation de l'état hydrique. Dans le cadre de ce travail, cette estimation a été réalisée par la détermination des courbes de rétention d'eau des sols qui contiennent des informations sur la distribution des pores, la quantité d'eau contenue dans les pores pour chaque niveau de succion et l'état de contrainte du sol pour chaque teneur en eau.

6.3.1- Prise en compte de la succion dans la résistance au cisaillement et la stabilité

La prise en compte de la succion sur la stabilité dans la portion du profil de sol situé au-dessus de la nappe peut produire un accroissement de la résistance au cisaillement. SLOPE/W offre la possibilité de prendre en compte les effets de la succion en adoptant une modification de l'équation de base de Mohr-Coulomb pour décrire la résistance au cisaillement du sol non saturé, comme déjà démontré au chapitre II. Rappelons les équations de Mohr-Coulomb modifiées intéressantes ([II.34], [II.37], [II.39] et [II.41]) pour déterminer la résistance au cisaillement des sols non saturés avec l'idée de deux variables indépendantes $((\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w))$, la cohésion apparente (c_a) et l'angle (ϕ^b) :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [\text{VIII.1}]$$

avec $c_a = (u_a - u_w) \tan \phi^b$, FREDLUND et al. [1978]

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad [\text{VIII.2}]$$

avec $c_a = (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right]$, VANAPALLI et al. [1996]

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \theta (u_a - u_w) \tan \phi' \quad [\text{VIII.3}]$$

avec $c_a = \theta (u_a - u_w) \tan \phi'$, LAMBORN [1986]

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [(S_r) (\tan \phi')] \quad [\text{VIII.4}]$$

avec $c_a = (u_a - u_w) [(S_r) (\tan \phi')]$, OBERG [1997]

où,

c_a : la cohésion apparente liée à la succion, elle représente l'augmentation de résistance au cisaillement du sol attribuable à la succion ;

ϕ^b : la variable qui caractérise la relation entre succion et cohésion apparente.

Les approches considérées ici, proposées par ces différents auteurs pour déduire la résistance au cisaillement du sol non saturé, reposent sur l'approche de base de FREDLUND et al. [1978]. Ces approches, relativement similaires, se différencient au niveau de la définition de l'angle ϕ^b (tableau VIII.5). Toutefois, FREDLUND et al. [1978] ont proposé en première approche une valeur sûre de ϕ^b selon l'équation : $\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$. Cette valeur, prise par défaut est valable pour des faibles niveaux de succion ($(u_a - u_w) < 50 \text{ kPa}$). Ce gain mis en évidence par l'angle ϕ^b représente l'accroissement de la résistance au cisaillement qui est pris en compte dans le terme de cohésion apparente et facilite en même temps les calculs de stabilité en sols partiellement saturés.

Approches	Equations
FREDLUND et al. [1978]	$\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$
VANAPALLI et al. [1996]	$\tan \phi^b = \frac{(\theta_w - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \tan \phi'$
LAMBORN [1986]	$\tan \phi^b = \theta \tan \phi'$
OBERG [1997]	$\tan \phi^b = S_r \tan \phi'$

Tableau VIII.5 : Différentes approches pour définir l'angle ϕ^b

Rappelons également qu'au chapitre III, deux équations de F_s ([III.18] et [III.19]) respectant respectivement l'équilibre des moments et l'équilibre des forces (F_m et F_f) ont été définies pour calculer les talus en sols non saturés, en supposant pour la plupart des analyses la pression d'air nulle ($u_a = 0$) et la succion donnée par $(-u_w)$:

$$F_m = \frac{\sum [c' l + \bar{N} \tan \phi' - u_a l (\tan \phi' - \tan \phi^b) - u_w l \tan \phi^b]}{\sum W \sin \alpha} \quad [\text{VIII.5}]$$

$$F_f = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + \bar{N} \tan \phi' \cos \alpha - u_a l \cos \alpha (\tan \phi' - \tan \phi^b) - u_w l \tan \phi^b \cos \alpha]}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad [\text{VIII.6}]$$

Lorsque le sol est saturé ($\phi^b = \phi'$) ou quand le sol est sec ($\phi^b = 0$), la pression interstitielle d'eau est nulle. On retombe sur l'approche simpliste des équations de F_s développées au chapitre III ([III.7] et [III.10]) et les équations [VIII.5] et [VIII.6] deviennent les mêmes pour les sols saturés et non saturés.

6.3.2- Prise en compte de l'effet de la succion dans SLOPE/W

SLOPE/W tient compte dans sa formulation mathématique des effets de la succion qui consistent à considérer une cohésion apparente c_a , obtenue à partir de la connaissance des courbes de rétention. Il établit en tout point du massif le profil c_a (résistance au cisaillement mobilisée à la base de chaque tranche) et détermine la stabilité du talus par application des méthodes des tranches. Il effectue la résolution des facteurs de sécurité de deux manières : soit en utilisant l'angle ϕ^b avec les paramètres mécaniques effectifs saturés du sol (c' et ϕ'), ou soit la courbe de rétention d'eau avec ces mêmes paramètres mécaniques.

L'utilisation de ϕ^b est simple dans SLOPE/W et donne une estimation approximative de l'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction de la succion. Dans cette approche, ϕ^b introduit dans le programme est une constante qui est habituellement supérieure à 0 ($\phi^b > 0$), mais inférieure à ϕ' ($\phi^b < \phi'$). L'inconvénient de cette constante ϕ^b est que l'enveloppe de résistance non saturée est supposée être linéairement croissante avec la succion du sol qui a tendance à surestimer la résistance au cisaillement en sols non saturés, plus particulièrement quand la succion est très élevée. Or, les recherches effectuées sur l'angle ϕ^b ont montré que cet angle est non linéaire avec la succion. Il a été trouvé égal à ϕ' avant d'atteindre le point d'entrée d'air du sol, au-delà de ce point d'entrée d'air, il décroît avec l'accroissement de la succion jusqu'à la valeur résiduelle, et après avoir atteint cette valeur résiduelle, il n'y aura plus de variation significative de ϕ^b due à l'augmentation de la succion et par conséquent ϕ^b peut même être négatif, FREDLUND et RAHARDJO [1993]. Donc, la variation de la

résistance au cisaillement en fonction de la succion n'est pas une ligne droite, $\tan \phi^b$ n'est pas une constante.

L'utilisation de la courbe de rétention d'eau pour quantifier le cisaillement en non saturé dans SLOPE/W présente une meilleure alternative par rapport à la constante ϕ^b et est plus réaliste. Car, les paramètres θ_w , θ_r et θ_s sont faciles à déterminer (figure VIII.11), une fois la courbe de rétention sur laquelle on peut tabler ces valeurs définie. Cette approche (équation [VIII.2]) a l'avantage de donner des valeurs de ϕ^b variables dans chaque tranche pour quantifier la résistance au cisaillement lorsqu'on est dans la partie non saturée, au-dessus de la nappe. Quand on est en contact avec la nappe ou dans la nappe, la valeur de ϕ^b devient nulle ($\phi^b = 0$) dans les tranches et elle n'est pas prise en compte dans le calcul de la résistance au cisaillement. Car, le sol est saturé en dessous de la nappe et ne peut donc être le siège de phénomènes de succion. Ainsi ϕ^b , évalué à l'aide des courbes de rétention d'eau, varie dans chaque tranche du massif et permet d'établir en tout point du massif la résistance au cisaillement.

6.3.2.1- Courbes de rétention dans SLOPE/W

Nous rappelons que les courbes de rétention d'eau des sols utilisés (argile verte et calcaire broyé) ont été décrites au chapitre VII et donnent des variations de teneur en eau en fonction de succion (figure VII.21). Ces courbes de rétention ont été incluses dans SLOPE/W afin de prendre en compte de leur influence sur la stabilité de ce talus. Pour introduire ces courbes expérimentales, nous avons choisi d'entrer point par point les données de teneur en eau volumique θ_w et de succion (figure VIII.11) à l'aide de la fonction « *data point function* ». Nous avons également analysé dans ce code des courbes de rétention théoriques de l'argile et du sable calcaire selon l'approche de Van Genuchten définie au chapitre II (tableau II.1). Ces courbes théoriques, définies sur une gamme plus exhaustive, permettent également de déterminer l'effet induit de la succion sur la résistance au cisaillement et donc sur la stabilité.

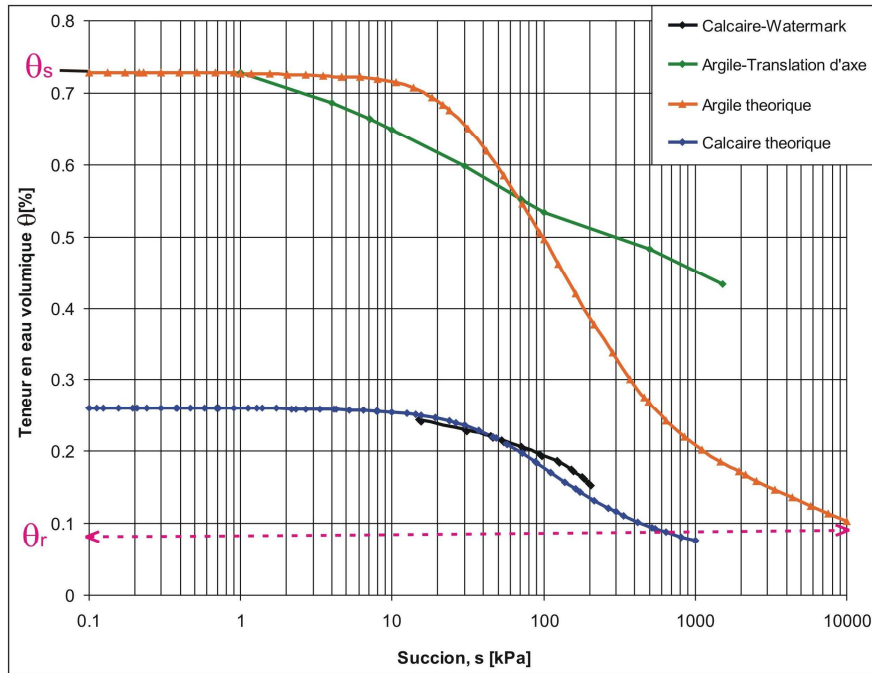


Figure VIII.11 : Courbes de rétention d'eau expérimentales et théoriques des sols

6.3.2.2- Modélisation de la succion dans SLOPE/W

Dans notre modèle, nous allons utiliser les deux méthodes proposées (ϕ^b constant et courbe de rétention d'eau) dans SLOPE/W pour mener la modélisation. Cette dernière se fera de la manière suivante en trois approches :

- une approche dans laquelle les effets combinés des nappes et des courbes de rétention d'eau expérimentales sont pris en compte ;
- une autre approche dans laquelle les effets combinés des nappes et des courbes de rétention d'eau théoriques sont examinés ;
- une dernière approche dans laquelle les effets combinés des nappes et de l'angle ϕ^b constant sont étudiés. Dans ce cas, nous considérons trois valeurs de ϕ^b : la première est celle du sol sec ($\phi^b = 0$), la deuxième est celle proposée par FREDLUND et al. [1978] pour des faibles niveaux de succion ($\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$) et la troisième est celle plafonnée à ϕ' ($\phi^b = \phi'$), quand le sol est saturé.

Les figures VIII.12, VIII.13, VIII.14 et VIII.15 montrent les cercles de rupture et les facteurs de sécurité calculés par SLOPE/W pour ces différentes

approches. Le tableau VIII.6 donne un récapitulatif des coefficients de sécurité trouvés avec ces approches et la figure VIII.16 une comparaison graphique.

Méthode	GLE-talus avec eau $\phi^b = 0$	GLE-Courbes expérimentales	GLE-Courbes théoriques	$\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$	$\tan \phi^b = \tan \phi'$
F_s (Nappe 1)	0.615	0.615	0.615	0.615	0.615
F_s (Nappe 2)	0.763	0.820	0.815	0.810	0.778
F_s (Nappe 3)	1.114	1.268	1.229	1.303	1.401
F_s (Nappe 4)	1.417	2.064	1.919	2.046	2.176

Tableau VIII.6 : Coefficients de sécurité F_s suivant GLE avec effets combinés de la nappe et des courbes de rétention d'eau ou de l'angle ϕ^b

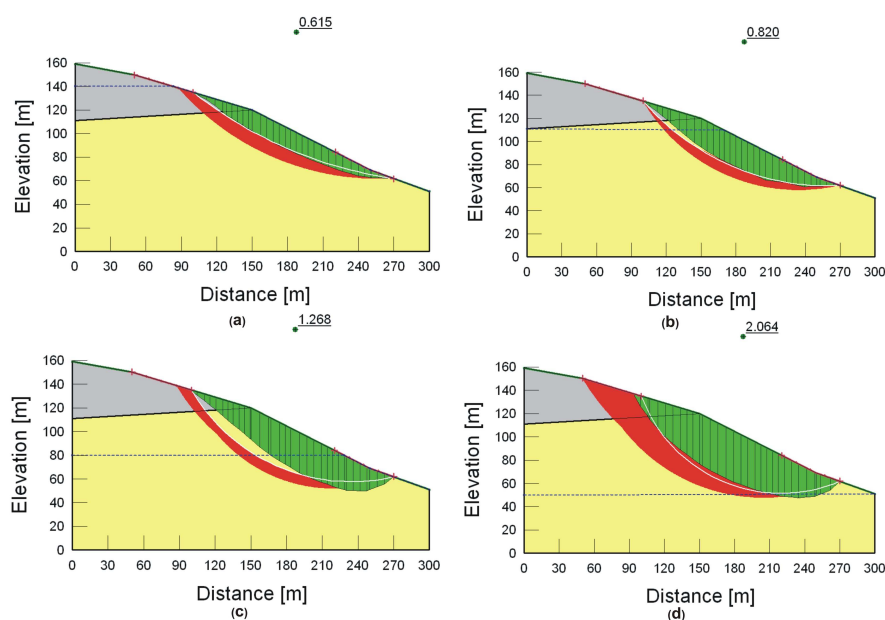


Figure VIII.12 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec GLE sous l'influence des courbes de rétention d'eau expérimentales : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4

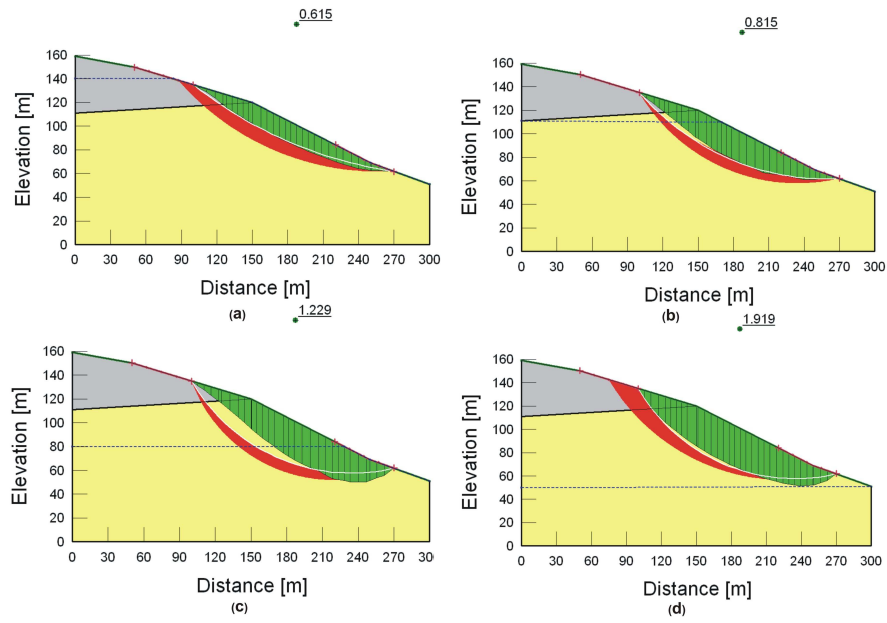


Figure VIII.13 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec GLE sous l'influence des courbes de rétention d'eau théoriques : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4

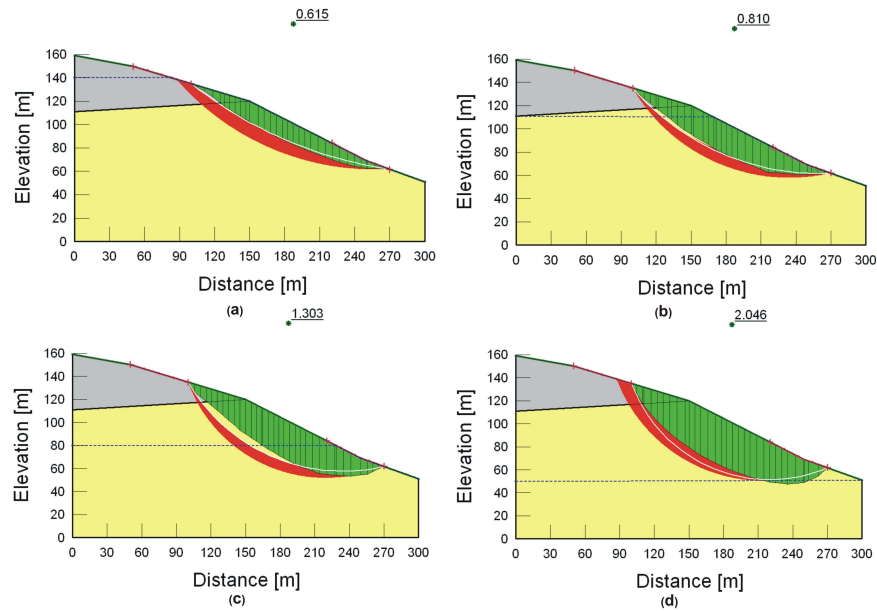


Figure VIII.14 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s avec GLE sous l'influence de l'angle ϕ^b selon la valeur proposée par FREDLUND et al. [1976] : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4

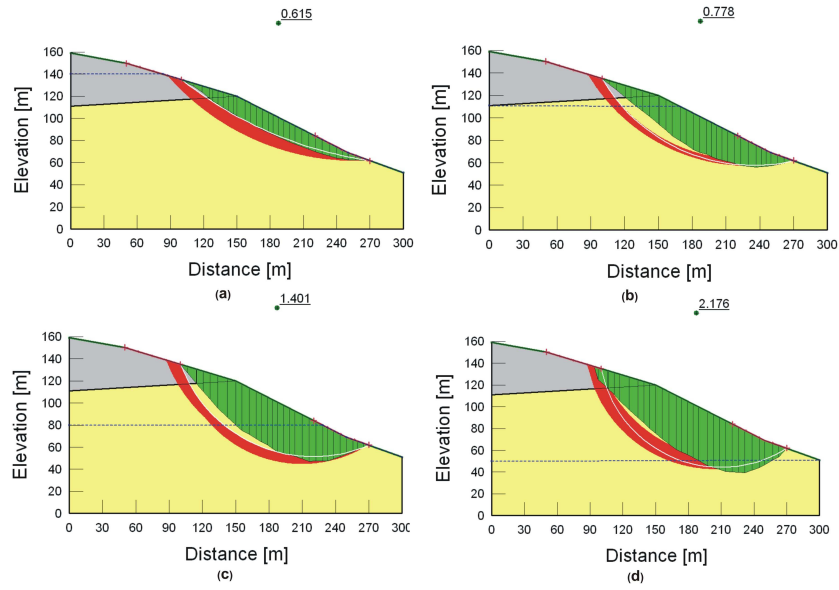


Figure VIII.15 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s sous l'influence de l'angle ϕ^b plafonné à ϕ' : (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3 et (d) nappe 4

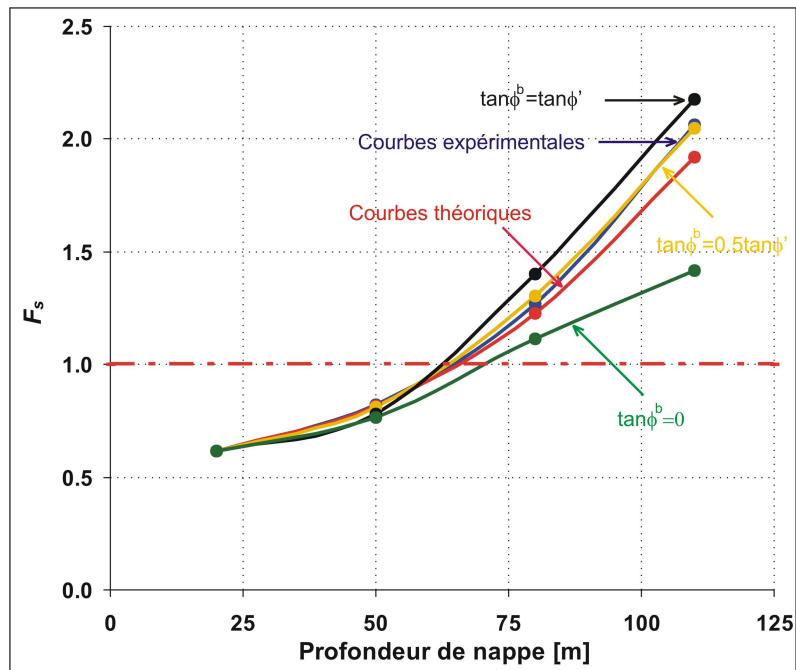


Figure VIII.16 : Comparaison de l'influence de ces différentes approches (courbes de rétention d'eau et angle ϕ^b constant) sur le facteur de sécurité F_s

Dans les deux profondeurs de nappe haute (nappe 1 et nappe 2) où la zone non saturée n'est pas grande, nous avons constaté que l'effet de la succion sur la stabilité n'est pas très important. Les valeurs de coefficient de sécurité obtenues se rapprochent de celles déterminées pour le talus avec eau sans succion (tableau VIII.4). Donc, nous observons toujours une déstabilisation du talus dans ces deux cas de nappes hautes combinées avec l'effet de la non saturation ($F_s < 1$).

En revanche, lorsque la nappe est plus profonde (nappe 3 et nappe 4) où la zone non saturée est très étendue, l'influence de la succion devient plus importante sur le facteur de sécurité (figure VIII.16). Donc, l'importance des effets capillaires est très significative lorsque la zone non-saturée est étendue. Les coefficients de sécurité obtenus dans ces cas sont élevés du fait de l'effet de la succion dans cette zone ($F_s > 1$). Nous remarquons qu'avec une valeur limite d'angle ϕ^b ($\phi^b = \phi'$) dans le talus (cas de profondeur de nappe 4), le facteur de sécurité augmente d'environ de 72% (variation de F_s dans courbe $\phi^b = \phi'$) ; pour les courbes expérimentales, l'augmentation est de 70% (variation de F_s dans courbe expérimentale).

Nous constatons également que la prise en compte des courbes expérimentales et celles théoriques donnent des courbes F_s assez proches au début (figure VIII.16). Mais, par la suite celle de courbes expérimentales donne des F_s plus importants. Cette observation peut être expliquée, d'une part, par l'allure de la courbe de rétention expérimentale de l'argile qui est différente de celle théorique et, d'autre part, le fait que la succion (dans la zone à succion importante) pour une même teneur en eau est beaucoup plus élevée dans cette courbe expérimentale que celle théorique (figure VIII.11).

6.3.3- Analyse de la succion dans le talus et conclusion

Afin de mener une analyse approfondie du phénomène de succion dans le talus, nous avons étudié l'évolution de l'angle ϕ^b dans chaque tranche avec le cas de nappe 3 (cas le plus probable) pour les différentes approches considérées, à savoir les quatre cas intéressants à comparer : (a) courbes de rétention expérimentales, (b) courbes de rétention théoriques, (c) $\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$ et (d) $\tan \phi^b = \tan \phi'$, correspondant respectivement aux figures VIII.12c, VIII.13c, VIII.14c et VIII.15c. Cette analyse d'angle ϕ^b consiste en une représentation graphique respectivement de la succion ou/et de la pression d'eau (figures VIII.17 et VIII.18), de l'angle ϕ^b (figure VIII.19) et de la résistance au cisaillement (figure VIII.20) en fonction de chaque tranche le long de la surface de rupture pour chaque approche. Cette représentation graphique de ces différents paramètres montre leur répartition réaliste le long de la surface de glissement.

Nous observons d'abord que, dans la zone non saturée, la pression d'eau est négative, puis devient nulle à la surface de la nappe et ensuite positive au-dessous de la nappe (figure VIII.17b). La succion, quand à elle, est positive dans la zone non saturée, puis diminue jusqu'à la nappe et ensuite devient nulle en dessous de la nappe du fait que le sol est saturé à ce niveau (figures VIII.17a). Donc, l'effet de la succion est maximal dans la zone non saturée au fur et à mesure que cette zone est importante.

Nous observons également que l'angle ϕ^b , en contact avec la nappe ou dans la nappe, est nulle dans les tranches, puis devient égal à ϕ' avant d'atteindre le point d'entrée d'air du sol, ensuite décroît, au-delà du point d'entrée d'air, avec l'accroissement de la succion jusqu'à la valeur résiduelle pour l'approche avec courbes de rétention théoriques. En revanche, cette variation de ϕ^b , dans les courbes de rétention expérimentales n'a pas atteint la valeur de ϕ' (figure VIII.19). Cette observation peut être expliquée, d'une part, par le fait que les courbes de rétention théoriques sont plus complètes et sillonnent toute la gamme de succion des sols et, d'autre part, pour les mêmes raisons citées précédemment. Quant aux valeurs de ϕ^b constant choisies, elles demeurent constantes tout le long de la surface de rupture (figure VIII.19).

En appliquant l'effet de la succion dans la zone non saturée au-dessus de la nappe, nous constatons également que le profil de résistance au cisaillement se modifie. Nous remarquons alors un accroissement important de cette résistance dans cette zone (figure VIII.20). Cet accroissement de la résistance au cisaillement est dû principalement à la répartition de l'angle ϕ^b le long de la surface de glissement.

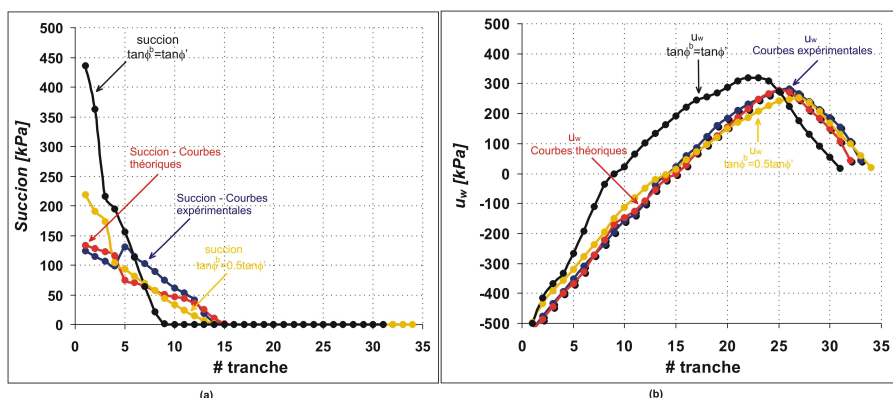


Figure VIII.17 : Evolution dans chaque tranche : (a) de la succion et (b) de la pression d'eau

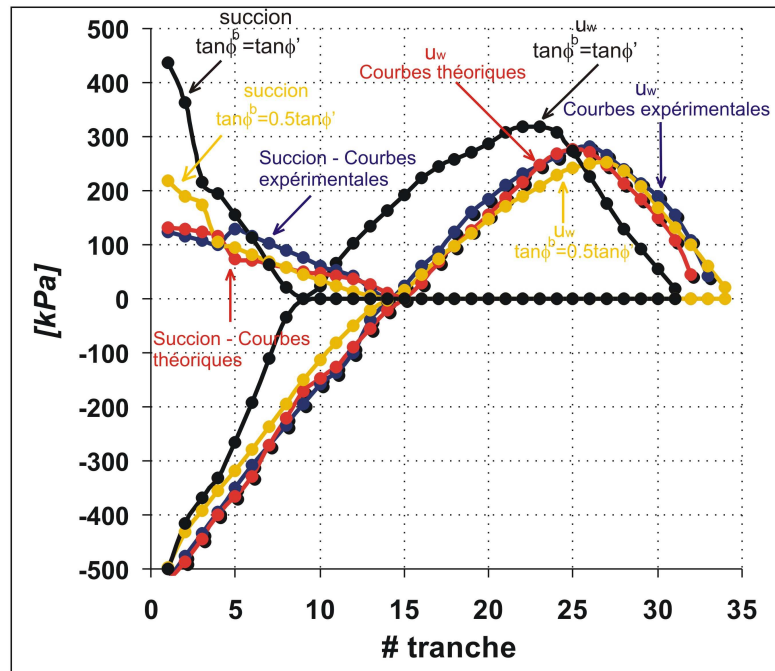


Figure VIII.18 : Evolution dans chaque tranche de la succion et de la pression d'eau

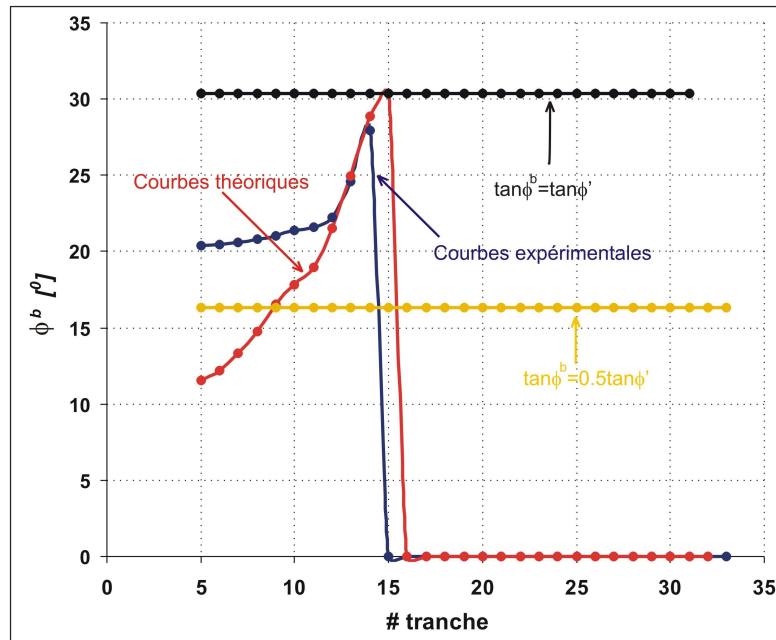


Figure VIII.19 : Angle ϕ^b dans chaque tranche pour les différentes approches

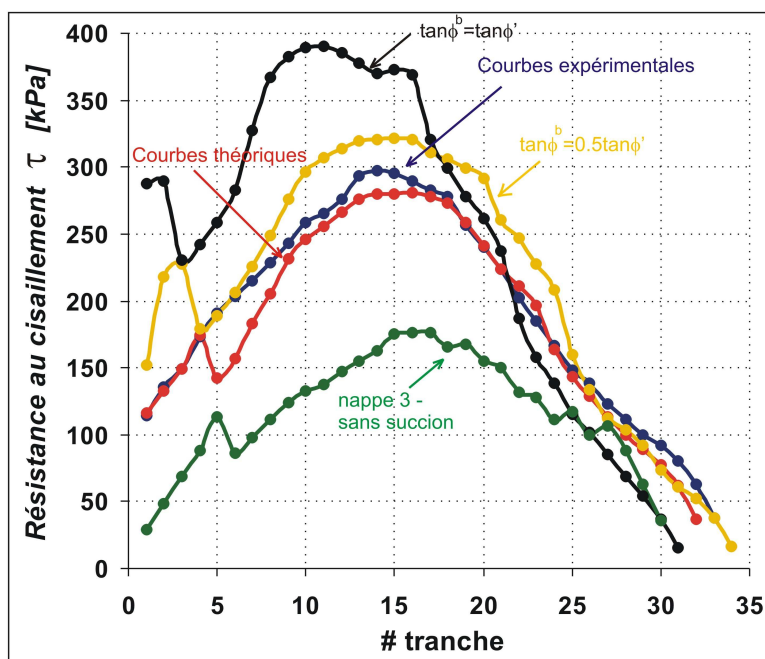


Figure VIII.20 : Comparaison des profils de résistance au cisaillement dans chaque tranche

En conclusion, la prise en compte de la succion dans les calculs de stabilité des pentes influence considérablement la résistance au cisaillement et donc le facteur de sécurité. Son évaluation permet de justifier qu'en période sèche de l'année, où la succion est importante dans le sol et apporte un surplus de cohésion (c_d), le talus est théoriquement stable.

6.4- Influence de la pluviométrie sur le facteur de sécurité

Les calculs que nous venons d'effectuer supposent que la répartition initiale des pressions d'eau dans la zone au-dessus de la nappe est hydrostatique, et ils montrent aussi que la succion dans cette zone a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement du sol et donc la stabilité de la pente.

Maintenant, nous allons considérer l'infiltration de l'eau dans cette zone due à la pluviométrie pour étudier son influence sur la stabilité de notre talus. Nous avons déjà démontré, au chapitre III (figure III.4), que l'infiltration de l'eau modifie le profil hydrique du sol par augmentation de pressions d'eau qui s'accompagne d'une diminution de la succion (chapitre VII, figure VII.21) et donc d'une perte de résistance au cisaillement des sols (chapitre VII, figure VII.28). Cette perte de résistance diminue le facteur de sécurité (figure VIII.3) et donc augmente le risque d'instabilité du talus.

6.4.1- Modélisation de l'infiltration d'eau dans SEEP/W

Pour la modélisation de l'infiltration d'eau, nous avons utilisé le module SEEP/W qui est un code par éléments finis qui sert à simuler le mouvement ainsi que la pression d'eau interstitielle. Le changement de la pression d'eau calculé par SEEP/W peut ensuite servir dans SLOPE/W pour déterminer le facteur de sécurité. Pour cela, nous avons commencé à définir notre talus dans SEEP/W pour l'analyse de l'écoulement de l'eau dans les différentes couches.

Pour simuler le modèle, SEEP/W demande à définir les caractéristiques des matériaux telles que la courbe de rétention d'eau et la conductivité hydraulique, puis à dessiner le maillage afin de définir le corps physique de notre problème et enfin à définir les conditions aux limites. Ainsi, le programme calcule la perméabilité k_w en fonction de la succion, suivant l'une des trois méthodes introduites dans sa formulation mathématique et déjà présentées au chapitre II (tableau VIII.7), respectivement : Méthode 1, FREDLUND et al. [1994] ; Méthode 2, GREEN et COREY [1971], et Méthode 3, VAN GENUCHTEN [1980], SEEP/W [2007].

Auteurs	Equations
FREDLUND et al. [1994]	$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\Theta(e^y) - \Theta(\psi)}{e^{yi}} \Theta'(e^{yi})}{\sum_{i=1}^N \frac{\Theta(e^y) - \Theta_s}{e^{yi}} \Theta'(e^{yi})}$
GREEN et COREY [1971]	$k(\Theta)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} \times \frac{30T^2}{\mu g \eta} \times \frac{\zeta^p}{n^2} \times \sum_{j=1}^m \left[(2j+1-2i) h_i^{-2} \right]$
VAN GENUCHTEN [1980]	$k_w = k_s \frac{\left[1 - (a\psi^{(n-1)}) \left(1 + (a\psi^n)^{-m} \right) \right]^2}{\left((1 + a\psi^n)^{\frac{m}{2}} \right)}$

Tableau VIII.7 : Quelques lois de perméabilité k_w en fonction de la succion, déjà présentées au tableau II.2, retrouvées dans SEEP/W

Ainsi, nous allons introduire dans SEEP/W, les courbes de rétention d'eau expérimentales, puis la perméabilité à saturation k_s (tableau VII.7) et choisir l'approche de Van Genuchten pour déterminer la conductivité hydraulique k_w en fonction de la succion. Comme conditions aux limites, nous avons

considéré une condition d'infiltration d'eau uniforme, alimentée par les eaux de pluies, sur la surface libre du talus (type « Unit flux »), une nappe (profondeur 40 m et ensuite 80 m par rapport à la surface), le modèle « Saturated / unsaturated » qui permet de mettre en évidence les influences d'infiltration et d'évaporation à la surface du sol dans le massif. Puis, nous avons choisi comme type d'analyse « Steady-state », dans laquelle la pression d'eau dans la zone non saturée au-dessus de la nappe varie de manière linéaire lorsqu'aucun flux n'est spécifié (flux nul), comme illustré à la figure III.4, chapitre III. Ce qui signifie aussi que la pression d'eau négative près de la surface peut devenir trop élevée (à cause de la condition d'équilibre - « static equilibrium with water table, $q = 0$ »), ce qui est évidemment irréaliste pour notre problème. Donc, le flux non nul appliqué à la surface du talus a pour effet de donner une estimation plus réaliste de la répartition de pression d'eau dans le massif et changer le profil de cette pression d'eau comme également illustré à la figure III.4. Et, cette répartition de pression d'eau est devenue dépendante de la fonction de conductivité hydraulique (suction) et de la vitesse du flux appliqué (infiltration).

6.4.1.1- Précipitations mensuelles analysées

Pour modéliser l'apport du flux appliqué, nous allons considérer la situation d'infiltration correspondant à la période pluvieuse sur le talus. Cette situation est analysée à partir des informations données sur les précipitations mensuelles de la région de Kenscoff-Mahotièr, par PREPETIT et al. [2006], basée sur des précipitations de 1982 (Source : M. Simonot, Les ressources en eau souterraine de la région de Port-au-Prince [1982]).

En effet, ne disposant pas de pluviographe sur le site, nous n'avons pas des mesures expérimentales de précipitations d'eau sur notre talus. Dans notre modèle, nous allons adopter les valeurs estimées dans PREPETIT et al. [2006] pour la zone (tableau VIII.8) : période pluvieuse (323 mm/mois, soit $323 \text{ l/m}^2 \cdot \text{mois}$ pour mai ou $1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$).

Compte tenu du nombre élevé de jours de fortes pluies consécutives au mois de mai 2006 juste avant que le glissement ait débuté, nous allons considérer d'abord pour cette période le cas le plus défavorable en supposant que 100% des eaux pluvieuses s'infiltrent dans le talus, ce qui est certainement irréaliste. Mais, comme nous n'avons pas de données récentes exactes sur les intensités et les durées de pluies et que nous ne disposons d'aucune information sur la quantité d'eau s'infiltrant dans le sol par rapport à ce qui pleut, nous faisons cette première estimation pour notre modèle. Ensuite, nous avons considéré dans une seconde estimation que 50% des eaux de pluies s'infiltrent dans le sol, soit 161.5 mm/mois ou $161.5 \text{ l/m}^2 \cdot \text{mois}$ ($q = 6.23 \times 10^{-8} \text{ m/s}$).

Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
18	37	54	185	323	177	107	179	220	228	76	34

Tableau VIII.8 : Précipitations mensuelles en mm de la zone Kenscoff (Source : M. Simonot, Les ressources en eau souterraine de la région de Port-au-Prince [1982]), cité dans PREPETIT et al. [2006]

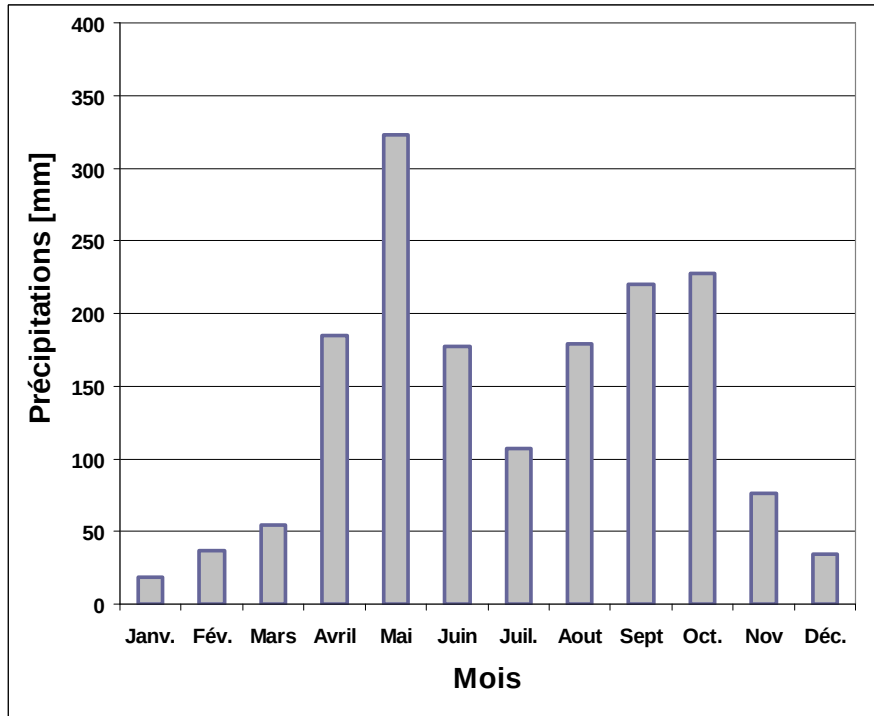


Figure VIII.21 : Précipitations mensuelles de la zone Kenscoff-Mahotièr, estimées pour 2006

6.4.1.2- Prise en compte de l'infiltration dans SEEP/W

Une fois les conditions précédentes imposées, nous lançons la solution dans SEEP/W afin d'obtenir la répartition de pression d'eau, due à l'effet des pluies sur le talus, ainsi que la courbe de conductivité hydraulique k_w , due à la suction.

Rappelons également qu'au chapitre II, l'équation régissant les transferts d'eau en milieu non saturé a été définie. Cette équation générale d'écoulement en milieu non saturé résulte de l'équation de Darcy généralisée dans ce cas (équation [VIII.8]).

$$\vec{v} = -k_s \overrightarrow{\text{grad}}(h) \text{ (Sol saturé)} \quad [\text{VIII.7}]$$

où $h = \frac{u}{\gamma_w} + z$, la charge hydraulique,

k_s , la conductivité hydraulique saturée.

$$\vec{v} = -k_w \overrightarrow{\text{grad}}(h) \text{ (Sol non saturé)} \quad [\text{VIII.8}]$$

où, k_w , la conductivité hydraulique non saturée.

Pour déterminer k_w , la loi de VAN GENUCHTEN [1980] a été appliquée dans SEEP/W. En effet, ce code SEEP/W tient compte dans sa formulation mathématique des équations de Van Genuchten qui permettent d'estimer cette conductivité hydraulique non saturée à partir de la conductivité saturée et de la courbe de rétention d'eau qui sont plus faciles à obtenir au laboratoire (tableau VIII.7).

6.4.1.3- Simulation du talus dans SEEP/W

Comme il a été déjà mentionné, nous allons tout d'abord, définir le problème dans SEEP/W en appliquant les conditions imposées dans la section précédente. Notre objectif est de montrer l'effet des pluies tombées sur le massif en considérant deux cas de pluviométrie uniforme de l'ordre de $q = 1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ et de $q = 6.23 \times 10^{-8} \text{ m/s}$.

La figure VIII.22 met en évidence cet effet de répartition de pluies. Elle montre le maillage du talus composé de 340 éléments délimités par 376 nœuds et une variation de profil de pressions d'eau dépendant du flux uniforme injecté. La figure VIII.23, quant à elle, met en exergue cette variation de profil de charge hydraulique ainsi que celle de pression interstitielle d'eau en fonction de la profondeur sous l'influence de ce flux d'infiltration.

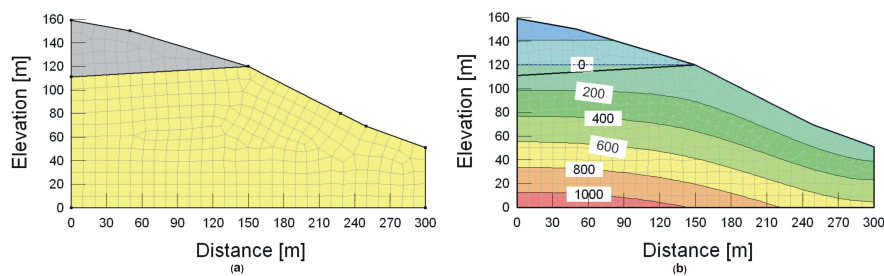


Figure VIII.22 : (a) Maillage utilisé afin de simuler la désaturation du talus et (b) Pression interstitielle d'eau dans le talus modélisé par SEEP/W

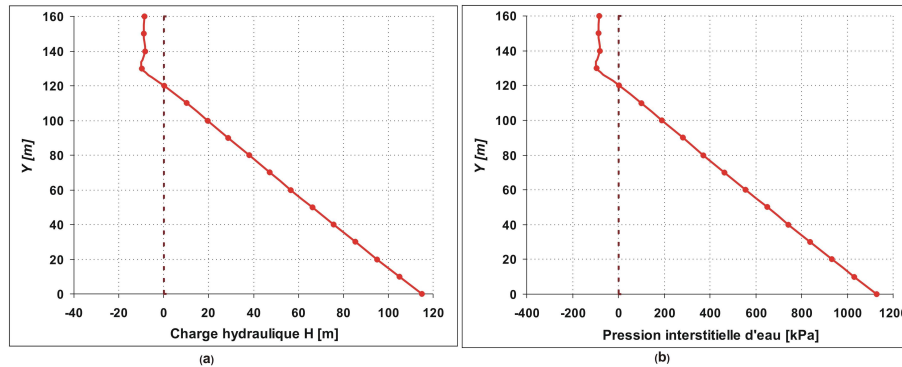


Figure VIII.23 : (a) Profil de charge hydraulique et (b) Profil de pression interstitielle d'eau

Nous remarquons ainsi que le flux uniforme influence le profil de pressions d'eau. En effet, nous constatons que les pressions d'eau, dans la zone non saturée au-dessus de la nappe, diminuent linéairement jusqu'à la zone d'influence saisonnière, ensuite elles ont tendance à se stabiliser sous l'effet des précipitations qui augmentent la quantité d'eau dans cette zone par infiltration et en même temps diminue la succion au fur et à mesure que cette zone se sature. Dans la zone saturée, en dessous de la nappe, les pressions d'eau augmentent de manière linéaire avec la profondeur (figure VIII.23).

6.4.2- Simulation du talus dans SLOPE/W et conclusion

Dans SLOPE/W, nous allons importer le fichier qui avait été créé dans SEEP/W et nous allons calculer le coefficient de sécurité à l'aide de la méthode GLE. Ainsi, le logiciel va prendre en compte les conditions que nous lui avons imposées à l'étape de simulation dans SEEP/W. Les paramètres mécaniques (c' et ϕ') pour chaque couche du talus sont introduits dans le modèle et l'approche Mohr-Coulomb choisie, la modélisation peut être effectuée. Nous rappelons que deux cas de flux uniforme ($q = 1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ et $q = 6.23 \times 10^{-8} \text{ m/s}$) et deux cas de nappe (nappes à 40 m et 80 m) combinés avec les courbes de rétention d'eau expérimentales ont été choisis pour cette analyse. La figure VIII.24 montre les cercles de rupture et les facteurs de sécurité obtenus pour ces différents cas.

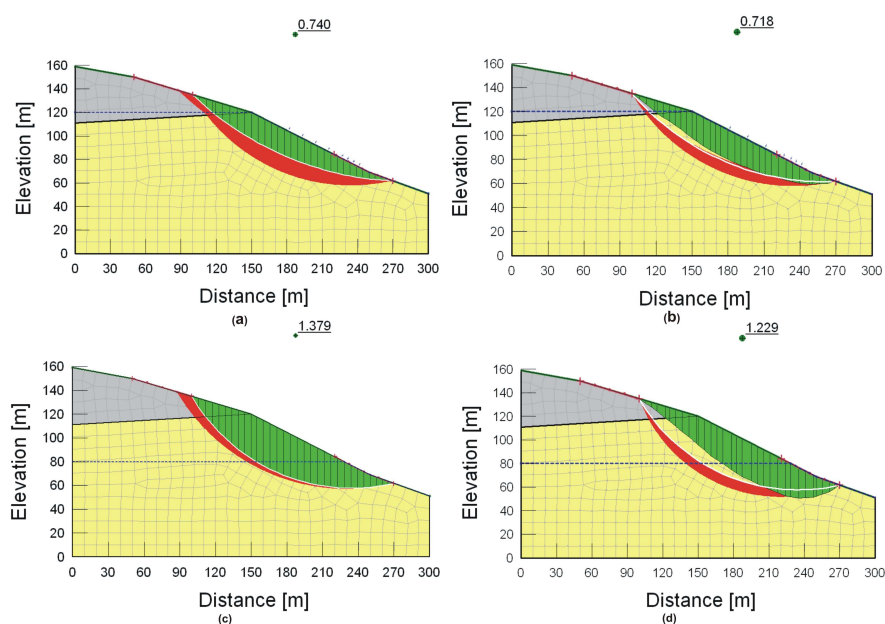


Figure VIII.24 : Surfaces de rupture et facteurs de sécurité du talus sous l'influence des flux d'eau : (a) et (c) flux d'eau injecté ($6.23 \times 10^{-8} \text{ m/s}$) et (b) et (d) flux d'eau injecté ($1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)

Méthode	Talus avec eau plus flux $q = 6.23 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	Talus avec eau plus flux $q = 1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$
F_s (Nappe 40m)	0.740	0.718
F_s (Nappe 80m)	1.379	1.229

Tableau VIII.9 : Coefficients de sécurité avec effets combinés de la nappe et du flux d'eau

Nous constatons que le facteur de sécurité diminue sous l'influence du flux d'eau. En effet, nous avons trouvé pour un flux spécifié à $q = 6.23 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ (soit 50% des pluies tombées pour mois de mai), $F_s = 0.74$ et 1.379 respectivement pour nappe à 40 m et 80 m (nappe à 80 m ou nappe 3) et pour un flux à $q = 1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ (soit 100% du flux d'eau infiltré pour mai), $F_s = 0.718$ et 1.229 . Cette comparaison montre que, plus nous alimentons la zone non saturée par des flux d'eau élevés, plus le facteur de sécurité diminue (tableau VIII.9).

Nous avons également regardé l'influence du flux d'eau ($q = 1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$) sur le profil de résistance au cisaillement dans le cas de nappe 3 plus courbes de rétention d'eau expérimentales (paragraphe

6.3.3). Cette comparaison montre que le flux d'eau appliqué modifie ce profil de résistance au cisaillement et s'accompagne d'une perte de cette résistance, ce qui diminue le facteur de sécurité du talus et donc augmente le risque d'instabilité (figure VIII.25).

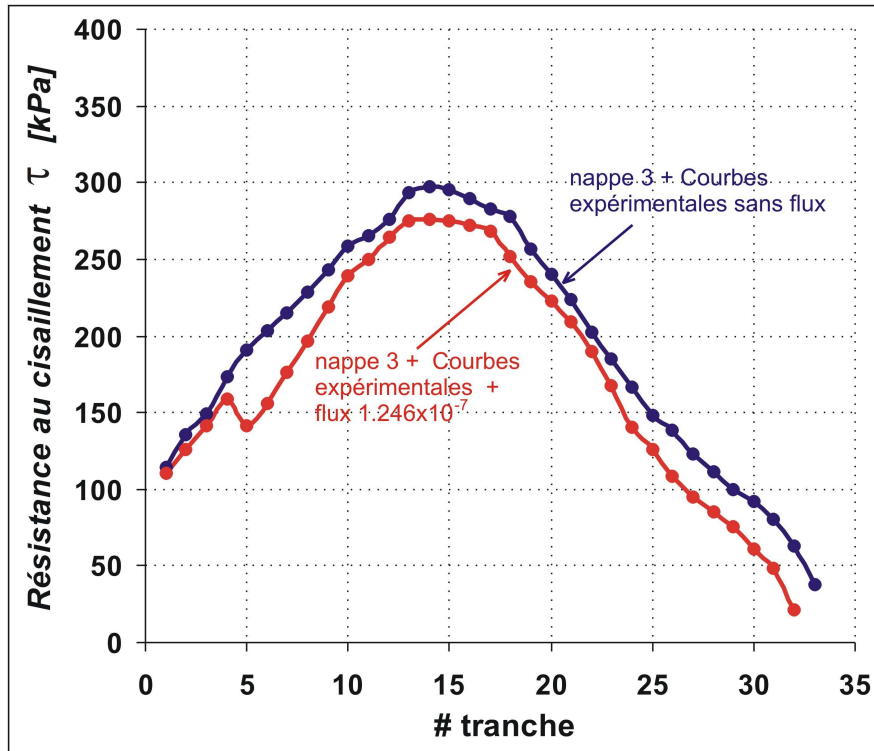


Figure VIII.25 : Comparaison des profils de résistance au cisaillement dans chaque tranche dans le cas nappe 3 + succion et nappe 3 + succion + flux d'eau uniforme ($1.246 \times 10^{-7} \text{ m/s}$)

Ces observations démontrent qu'en période pluvieuse où la teneur en eau du sol sera plus importante à cause de l'infiltration d'eau et où le sol se désature de plus en plus, le facteur de sécurité diminue. Tandis qu'en période sèche, où la teneur en eau du sol sera moins importante du fait de l'évapotranspiration, le facteur de sécurité a tendance à augmenter du fait de la succion, comme analysé précédemment. Ainsi, l'accumulation de pluies sur le massif pourrait être à l'origine du glissement de Kenscoff-Mahotièr.

6.5- Influence de la sismicité sur le facteur de sécurité

Les calculs précédents ont été réalisés en supposant premièrement que les pressions d'eau sont uniformément nulles dans le talus, deuxièmement que les pressions d'eau positives sont prises en compte seules dans le massif, troisièmement que la succion (pression d'eau négative) dans la zone non saturée au-dessus de la nappe augmente la résistance au cisaillement du sol et enfin que l'infiltration d'eau alimentant la zone non saturée en diminuant la succion est examinée. Maintenant, nous allons étudier le comportement sismique de notre talus afin de tenir compte du mécanisme des actions d'un séisme. Dans cette analyse de stabilité sismique du talus sous sollicitation sismique, la méthode pseudo-statique avec SLOPE/W est utilisée.

6.5.1- Analyse de la stabilité pseudo-statique dans SLOPE/W

La prise en compte des effets du séisme par la méthode pseudo-statique qui considère que le chargement dû au séisme est représenté par une force statique ($F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$ et $F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$), peut avoir un effet dramatique sur la stabilité du talus. Même relativement faible, les coefficients sismiques (k_h et k_v) peuvent engendrer des modifications de conditions d'équilibre géotechnique et abaisser considérablement le facteur de sécurité. SLOPE/W offre la possibilité de prendre en compte l'effet des coefficients sismiques dans sa formulation mathématique pour déterminer le facteur de sécurité F_s (équations [VIII.9] et [VIII.10]).

Rappelons qu'au chapitre III, deux équations de F_s ([III.27] et [III.29]) respectant respectivement l'équilibre des moments et l'équilibre des forces (F_m et F_f) ont été définies pour calculer les talus sous sollicitation sismique avec la méthode pseudo-statique en considérant l'effet du coefficient sismique horizontal (k_h) et en supposant que la force sismique agit dans la direction horizontale seulement. Ce coefficient sismique (k_h) a été employé pour décrire la stabilité du talus en raison de son rapport direct avec l'accélération horizontale et la force d'inertie.

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul)\tan\phi']}{\sum W \sin\alpha + \sum \frac{k}{R} Wd} \quad [\text{VIII.9}]$$

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul)\tan\phi'] \cos\alpha}{\sum \bar{N} \sin\alpha + \sum kW} \quad [\text{VIII.10}]$$

Rappelons également qu'au chapitre VI, la valeur maximale de l'accélération horizontale du sol ($PGA = 0.58g$) a été déterminée pour notre site. Cette accélération maximale est utilisée ici pour décrire le mouvement du talus. Bien que, cette accélération soit très utile pour notre calcul, elle ne fournit aucune information sur le contenu fréquentiel ou la durée du mouvement, par conséquent elle devrait être complétée par des informations supplémentaires pour connaître les valeurs des coefficients sismiques réellement à prendre en compte pour notre étude du glissement. Et, ces valeurs réelles ne peuvent être obtenues qu'en analysant la stabilité des talus qui se sont rompus au cours des séismes. Mais, faute de stations sismiques dans la région, nous n'avons pas trouvé de données sismiques (enregistrements) historiques pour Kenscoff-Mahotièr. Ainsi, dans notre modélisation, nous avons adopté cette valeur d'accélération maximale au sol comme valeur d'accélération permanente de notre talus.

Ensuite, à partir de cette valeur d'accélération maximale, nous avons défini une gamme de coefficients sismiques pour notre talus à introduire dans SLOPE/W. Cette gamme de coefficients sismiques varie de très faibles séismes non perceptibles par l'homme aux gros séismes (0 à 0.58).

La figure VIII.26 présente les cercles de rupture et les facteurs de sécurité calculés par SLOPE/W pour le talus sous l'influence des séismes avec la méthode de stabilité pseudo-statique par équilibre limite GLE. L'ensemble des valeurs obtenues est donné dans le tableau VIII.10 et à la figure VIII.27.

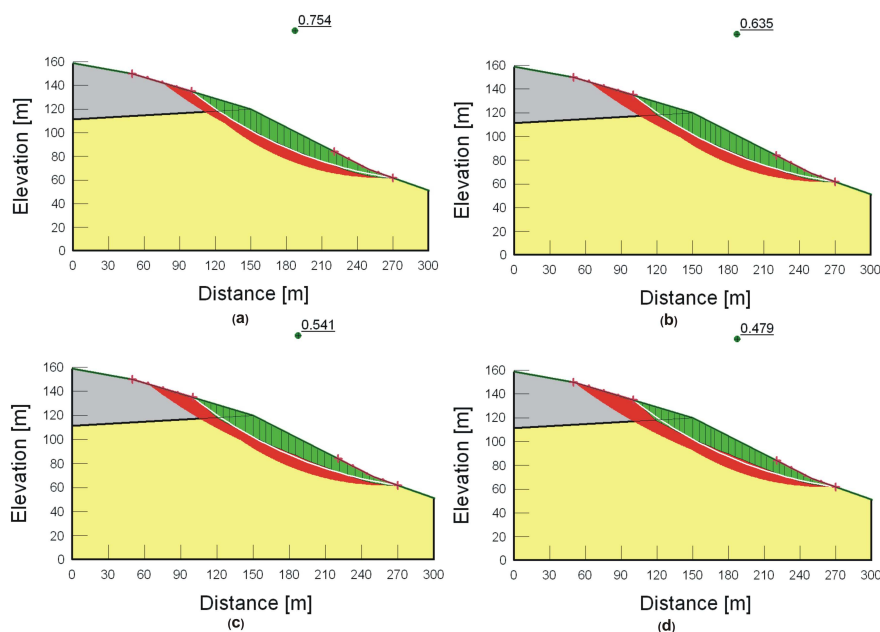


Figure VIII.26 : Modélisation du talus sous séisme dans SLOPE/W avec GLE : (a) $k_h = 0.3$, (b) $k_h = 0.4$, (c) $k_h = 0.5$ et (d) $k_h = 0.58$

k_h	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.58
F_s (GLE)	1.417	1.121	0.910	0.754	0.635	0.541	0.479

Tableau VIII.10 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W

Nous remarquons que le facteur de sécurité diminue fortement avec les coefficients sismiques. Le facteur de sécurité passe de 1.417 à 0.91, sous la barre de 1, pour un séisme modéré avec un coefficient sismique, $k_h = 0.2$, et continue sous cette barre de 1 jusqu'à la valeur maximale de $k_h = 0.58$. La valeur du coefficient sismique critique observée pour notre talus est alors de $k_c = 0.15$ (figure VIII.27). Cette remarque montre que le talus peut devenir instable sous l'effet d'un événement sismique modéré seul à partir de ce coefficient sismique limite ($k_c = 0.15$). Donc, l'événement déclencheur du talus de Kenscoff-Mahotièr pourrait être d'origine sismique. Ceci renforce les informations recueillies, lors de nos visites sur les lieux, selon lesquelles des chocs et des détonations⁵¹ ont été entendus lors du glissement. En sus, faute de stations sismiques dans la région, un séisme moyen, donc de coefficient sismique relativement faible, peut ne pas être détecté ou enregistré par les stations internationales (USGS, etc.).

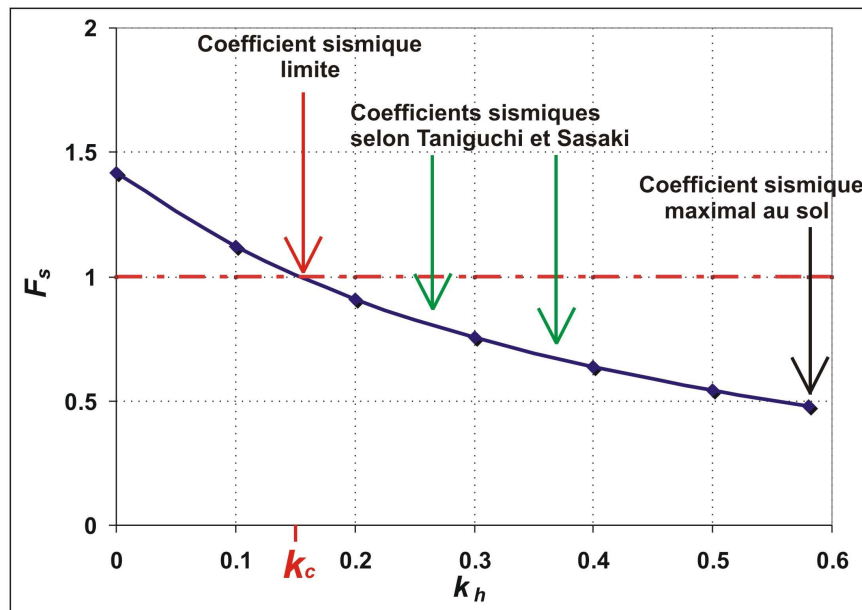


Figure VIII.27 : Facteurs de sécurité en fonction de k_h

⁵¹ Il pourrait s'agir aussi des conséquences du relâchement des contraintes dans le sol qui provoque une libération d'un peu d'énergie. Il pourrait également s'agir de poches de gaz détenues dans la couche de sol organique (figure V.12) qui explosent au moment de la rupture.

Afin d'effectuer une analyse approfondie des effets de coefficients sismiques sur le facteur de sécurité, nous avons également étudié leur influence sur la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture. Nous avons constaté que les coefficients sismiques modifient le profil de résistance au cisaillement (figure VIII.28). Nous voyons que plus le coefficient sismique est élevé, plus le profil de résistance diminue. Cette modification est due principalement à un changement dans la répartition de contraintes normales le long de la surface de rupture, comme déjà démontré au chapitre III équations [III.27], [III.29] et [III.30].

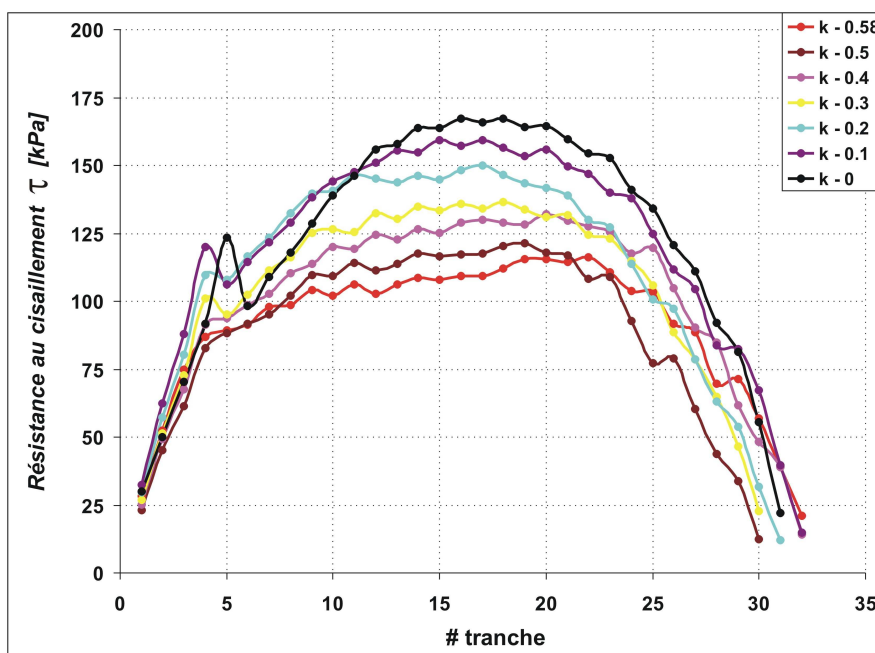


Figure VIII.28 : Résistance au cisaillement le long de la surface de rupture dans chaque tranche

Nous avons également mené une analyse en gardant la résistance au cisaillement inchangée sous l'action des forces sismiques. Dans ce cas, SLOPE/W fait d'abord une analyse sans force sismique pour établir la résistance le long de la surface de rupture. La résistance à la base de chaque tranche est ensuite convertie en une résistance au cisaillement non drainée (cohésion). L'analyse est ensuite répétée avec le chargement sismique. Cette fois-ci, la résistance au cisaillement n'est pas fonction de la contrainte normale et, par conséquent les forces sismiques ne modifient pas la résistance au cisaillement (figure VIII.29). Avec cette option, nous observons que le facteur de sécurité augmente légèrement malgré que les forces sismiques soient appliquées (tableau VIII.11).

k_h	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.58
F_s (GLE)	1.417	1.167	1.002	0.880	0.786	0.706	0.633

Tableau VIII.11 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W

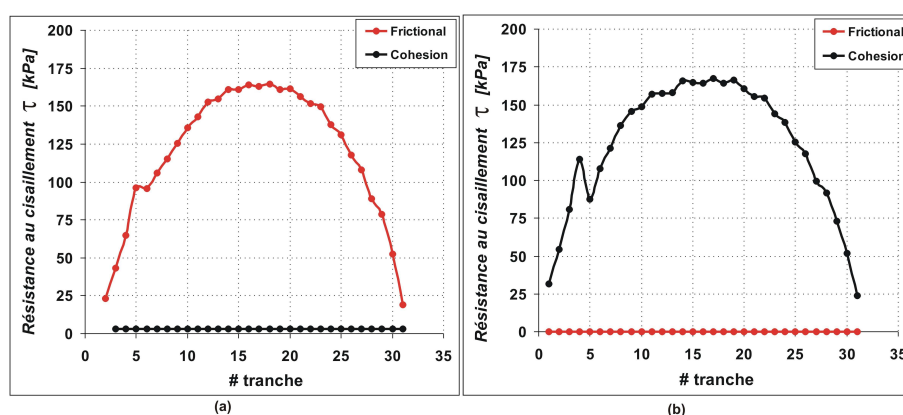


Figure VIII.29 : Conversion de la résistance de frottement à la résistance non drainée pour $k_h = 0.1$

6.5.2- Analyse des effets combinés de nappe et coefficient k_h

Dans cette partie, nous avons considéré les effets combinés des profondeurs de nappes envisagées (nappes 1, 2, 3 et 4) et des coefficients sismiques (0 à 0.58) dans le modèle pseudo-statique par équilibre limite dans SLOPE/W. Les résultats de ces analyses sont donnés au tableau VIII.12. La figure VIII.30 représente graphiquement la tendance observée dans ce tableau.

k_h	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.58
F_s nappe 1	0.615	0.464	0.359	0.280	0.222	0.173	0.152
F_s nappe 2	0.763	0.595	0.476	0.362	0.289	0.240	0.208
F_s nappe 3	1.114	0.899	0.735	0.614	0.519	0.444	0.393
F_s nappe 4	1.417	1.121	0.910	0.754	0.635	0.541	0.479

Tableau VIII.12 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W

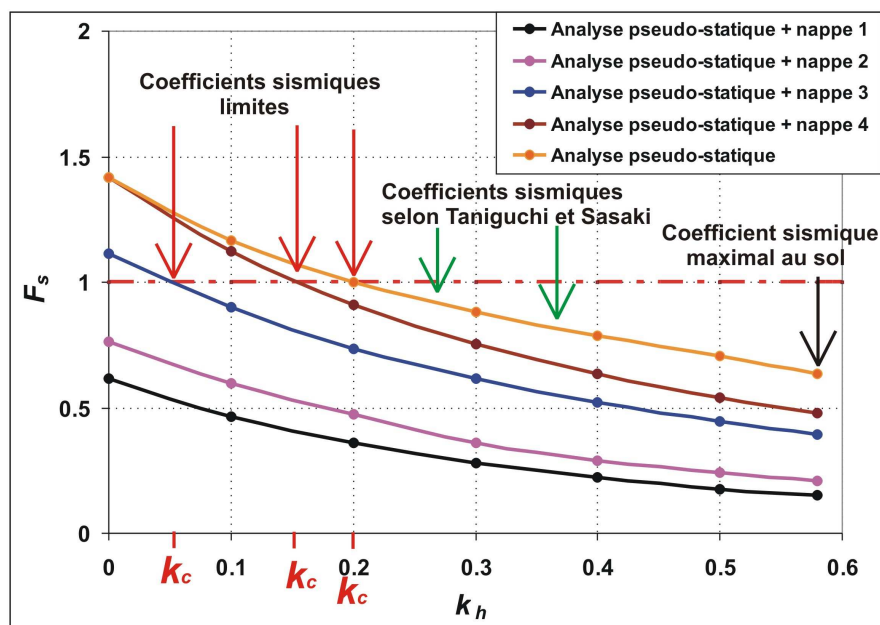


Figure VIII.30 : Facteurs de sécurité en fonction de k_h avec effets combinés nappes plus séismes

Nous constatons que le coefficient sismique limite change (k_c , figure VIII.30), selon les cas considérés. Il passe de $k_h = 0.2$ (séisme seul avec option résistance au cisaillement inchangée) à $k_h = 0.15$ (séisme + nappe 4) et ensuite à $k_h = 0.05$ (séisme + nappe 3). Les coefficients sismiques supérieurs à ces valeurs critiques présentent un facteur de sécurité inférieur à 1 (figure VIII.30). Dans le cas des effets combinés de séismes plus nappes hautes 1 et 2, tous les facteurs de sécurité sont inférieurs à 1, en dessous de la ligne critique.

Ces observations montrent que les effets combinés de nappe et séisme peuvent affecter considérablement le facteur de sécurité. Elles révèlent, dépendant des cas examinés (nappes hautes 1 et 2 ; et nappe 3 - cas la plus probable sur le site), que la stabilité du talus peut ne pas être assurée pour un séisme non perceptible par l'homme ou faible ($k_h = 0 - 0.05$).

6.5.3- Analyse des effets combinés de nappe, succion et coefficient sismique k_h

Dans cette partie, nous avons analysé les effets combinés des profondeurs de nappes (nappes 1, 2, 3 et 4), des courbes de rétention d'eau expérimentales et des coefficients sismiques dans l'analyse pseudo-statique par équilibre limite dans SLOPE/W. Les résultats de ces combinaisons sont listés au tableau VIII.13. La figure VIII.31 montre graphiquement la tendance observée dans ce tableau.

k_h	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.58
F_s nappe 1	0.615	0.464	0.359	0.280	0.222	0.173	0.152
F_s nappe 2	0.820	0.645	0.520	0.420	0.343	0.275	0.234
F_s nappe 3	1.268	1.068	0.881	0.739	0.630	0.520	0.489
F_s nappe 4	2.064	1.658	1.368	1.152	0.988	0.859	0.774

Tableau VIII.13 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W

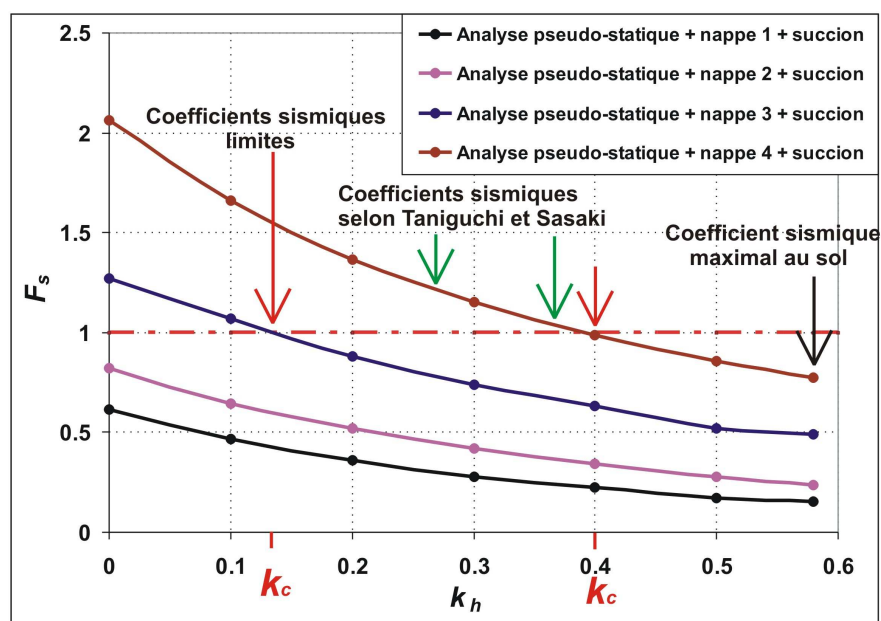


Figure VIII.31 : Facteurs de sécurité en fonction de k_h avec effets combinés nappe, succion et séisme

Nous remarquons également que le coefficient sismique limite change (k_c , figures VIII.30 et VIII.31), dépendant des cas examinés. Il passe de $k_h = 0.05$ à $k_h = 0.13$ dans le cas de nappe 3 (séisme avec nappe 3 - $k_h = 0.05$ et séisme avec effets combinés nappe 3 + succion - $k_h = 0.13$). Dans le cas de nappe 4, il passe également de $k_h = 0.15$ à $k_h = 0.4$ (séisme avec nappe 4 - $k_h = 0.15$ et séisme avec effets combinés nappe 4 + succion - $k_h = 0.4$).

Ces remarques montrent que les effets combinés de nappe, succion et séisme peuvent aussi affecter le facteur de sécurité. Dans le cas de nappe 4 plus succion, la stabilité du talus peut ne pas être assurée seulement sous l'effet d'un séisme majeur ou important ($k_h > 0.4$). Tandis que pour celui de nappe 3 plus succion, cette stabilité n'est plus garantie à partir d'un séisme mineur ($k_h > 0.13$). En revanche, dans le cas des effets combinés de séismes plus nappes hautes (nappes 1 et 2) et succion, tous les facteurs de sécurité restent inférieurs à 1.

Donc, la présence de la succion augmente considérablement la valeur du coefficient sismique critique (k_c) quand la zone non saturée est importante (figure VIII.31).

6.5.4- Analyse des effets combinés de nappe, succion, pluviométrie et coefficient sismique k_h

Dans cette partie, nous avons examiné les effets combinés des profondeurs de nappes (nappes 3 et 4), des courbes de rétention d'eau expérimentales, de la pluviométrie et des coefficients sismiques dans l'analyse pseudo-statique par équilibre limite dans SLOPE/W (les solutions obtenues dans SEEP/W pour l'influence de la pluviométrie sont également utilisées). Les résultats de ces combinaisons sont présentés au tableau VIII.14 et à la figure VIII.32.

k_h	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.58
F_s nappe 3	1.229	0.934	0.761	0.637	0.549	0.473	0.416
F_s nappe 4	1.923	1.543	1.274	1.077	0.924	0.803	0.726

Tableau VIII.14 : Coefficients de sécurité du talus dans SLOPE/W

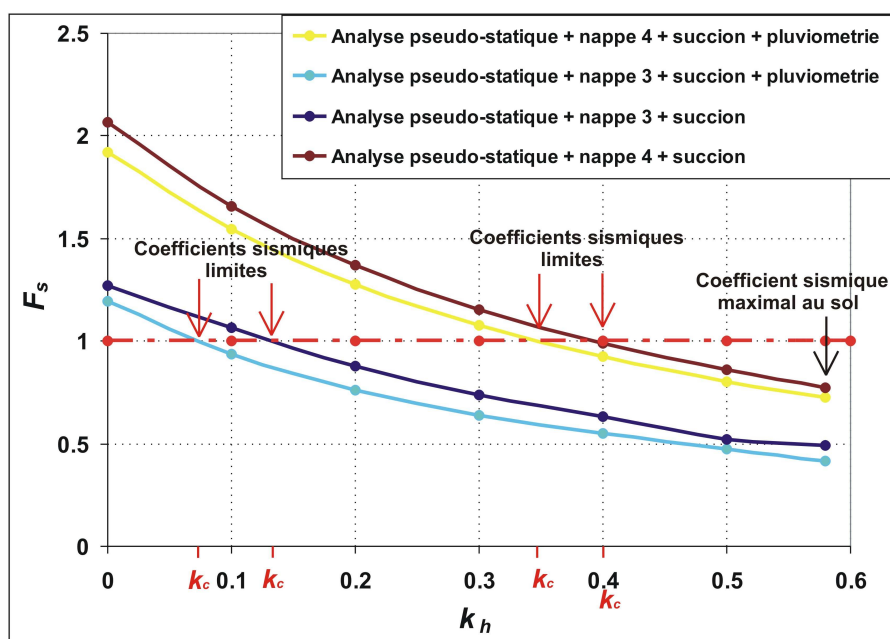


Figure VIII.32 : Facteurs de sécurité en fonction de k_h avec effets combinés nappe, succion, pluviométrie et séisme

Nous constatons également que le coefficient sismique limite change (k_c , figure VIII.32), dépendant des cas étudiés. Il va de $k_h = 0.13$ à $k_h = 0.07$ dans le cas de nappe 3 (séisme avec effets combinés nappe 3 + succion - $k_h = 0.13$ et séisme avec effets combinés nappe 3 + succion + pluviométrie - $k_h = 0.07$). Dans celui de nappe 4, il va également de $k_h = 0.4$ à $k_h = 0.35$ (séisme avec effets combinés nappe 4 + succion - $k_h = 0.4$ et séisme avec effets combinés nappe 4 + succion + pluviométrie - $k_h = 0.35$).

Ces constats montrent que les effets combinés de nappe, succion, séisme et pluviométrie peuvent aussi affecter le facteur de sécurité. Dans le cas des effets combinés de nappe 3, succion et pluviométrie, la stabilité du talus peut ne pas être assurée sous l'effet d'un micro séisme non perceptible par l'homme ($k_h = 0.07$). Donc, l'ajout de la pluviométrie dans cette analyse diminue légèrement les valeurs de facteurs de sécurité de l'analyse précédente (effets combinés nappe + succion + séisme).

7.- Synthèse de la modélisation numérique

Cette étude de modélisation numérique a permis, dans le cadre de notre modèle considéré, de réaliser une analyse plus poussée de ce qui pourrait amener le glissement de Kenscoff-Mahotièr en 2006. Dans cette étude, nous dégagons les analyses synthétiques suivantes :

- une première analyse qui nous montre que les méthodes d'équilibre limite basées sur les méthodes des tranches couplées avec les méthodes des éléments finis sont satisfaisantes dans le cas de configurations simplifiées et complexes ;
- une seconde analyse qui nous montre que les paramètres influençant le facteur de sécurité sont surtout les paramètres de cisaillement des sols (c et ϕ), les positions de nappe, la succion, la pluviométrie et les coefficients sismiques. Leur détermination expérimentale avec précision est indispensable pour une analyse exhaustive de stabilité.

Le tableau VIII.15 donne une synthèse des différentes approches (approches 1, 2, 3, 4 et 5) analysées dans cette étude de modélisation. Les valeurs de F_s en rouge dans ce tableau montrent les cas où le talus de Kenscoff-Mahotièr est instable ($F_s < 1$) et celles en noir où ce talus est stable théoriquement ($F_s > 1$).

Méthodes Approches	Bishop	Janbu	M-P	GLE			
Approche 1 : talus sans eau	1.473	1.398	1.417	1.417			
GLE							
Approche 2 : talus avec eau	Nappe 1		Nappe 2	Nappe 3	Nappe 4		
	0.615		0.763	1.114	1.417		
Approche 3 : talus avec influence succion		Nappe 1	Nappe 2	Nappe 3	Nappe 4		
	Cas1	0.615	0.820	1.268	2.064		
	Cas2	0.615	0.815	1.229	1.919		
	Cas3	0.615	0.810	1.303	2.046		
	Cas4	0.615	0.778	1.401	2.176		
Approche 4 : talus avec influence pluviométrie		Nappe à 40 m		Nappe 3			
	Cas1	0.740		1.379			
	Cas2	0.718		1.229			
Approche 5 : talus sous séismes	k_h						
	Cas	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.58
	1 ⁵²	1.121	0.910	0.754	0.635	0.541	0.479
	2 ⁵³	1.167	1.002	0.880	0.786	0.706	0.633
Approche 5 (cas combinés) : talus sous séismes + nappe	3 ⁵⁴	0.464	0.359	0.280	0.222	0.173	0.152
	4 ⁵⁴	0.595	0.476	0.362	0.289	0.240	0.208
	5 ⁵⁴	0.899	0.735	0.614	0.519	0.444	0.393
	6 ⁵⁴	1.121	0.910	0.754	0.635	0.541	0.479
Approche 5 (cas combinés) : talus sous séisme + nappe + succion	7 ⁵⁵	0.464	0.359	0.280	0.222	0.173	0.152
	8 ⁵⁵	0.645	0.520	0.420	0.343	0.275	0.234
	9 ⁵⁵	1.068	0.881	0.739	0.630	0.520	0.489
	10 ⁵⁵	1.658	1.368	1.152	0.988	0.859	0.774
Approche 5 (cas combinés) : talus sous séisme + nappe + succion + pluviométrie	11 ⁵⁶	0.934	0.761	0.637	0.549	0.473	0.416
	12 ⁵⁶	1.543	1.274	1.077	0.924	0.803	0.726

Tableau VIII.15 : Synthèse des différentes approches analysées dans la modélisation : valeurs des coefficients de sécurité dans SLOPE/W

⁵² Stabilité sous l'effet seul des séismes ;

⁵³ Stabilité sous l'effet seul des séismes avec l'option « résistance au cisaillement inchangée sous l'action des forces sismiques » ;

⁵⁴ Stabilité avec effets combinés des profondeurs de nappes envisagées (nappes 1, 2, 3 et 4) et des coefficients sismiques ;

⁵⁵ Stabilité avec effets combinés des profondeurs de nappes (nappes 1, 2, 3 et 4), de la succion et des coefficients sismiques ;

⁵⁶ Stabilité avec effets combinés des profondeurs de nappes (nappes 3 et 4), de la succion, de la pluviométrie et des coefficients sismiques.

8.- Conclusion

Nous avons utilisé les méthodes de calculs à la rupture dans SLOPE/W (Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, Equilibre Limite Générale) basées sur l'équilibre des tranches pour mener notre analyse numérique du glissement de Kenscoff-Mahotièr. Puis, nous avons analysé par éléments finis dans SEEP/W combiné avec SLOPE/W les caractéristiques de pluviométrie et dans SLOPE/W celles de succion et de sismicité sur la stabilité du talus avec la méthode GLE.

Nous avons constaté que le talus de Kenscoff-Mahotièr paraît stable sous l'effet de son poids propre et sous l'influence des nappes profondes (nappes 3 et 4) dans cette modélisation.

Nous avons remarqué par la suite, d'après les résultats de calculs de notre modèle, que le talus de Kenscoff-Mahotièr est instable dans l'un des cas suivants :

- présence de nappe haute (nappes 1 et 2) seule ayant une hauteur jusqu'à 50 m de profondeur à partir de la surface ;
- présence d'effets combinés de nappe, de succion et de pluviométrie ;
- présence d'une secousse sismique seule ayant un coefficient sismique critique, $k_c = 0.15$;
- présence d'effets combinés de nappe et de séisme ;
- présence d'effets combinés de nappe, de succion et de séisme ;
- présence d'effets combinés de nappe, de succion, de pluviométrie et de séisme.

Ces calculs effectués avec SLOPE/W et SEEP/W indiquent les risques potentiels de glissement qui auraient pu se produire à Kenscoff-Mahotièr. Selon ces calculs, ce glissement pourrait être dû soit à une remontée de la nappe (hypothèse peu probable vue la configuration topographique du site), soit à des pluies abondantes au cours de la saison pluvieuse à l'époque du glissement, soit à un séisme mineur en témoigne des chocs et détonations signalés lors de la rupture ou soit aux effets combinés de nappe, de succion, de pluviométrie et de sismicité. Les éléments déclencheurs les plus logiques de cette instabilité, d'après cette modélisation couplée à l'analyse expérimentale et à la configuration topographique du terrain, restent la forte pluviométrie, la nappe de moyenne profondeur (nappe 3) et la sismicité.

Néanmoins, il serait intéressant de disposer des moyens d'investigation complémentaire pour lever certains paramètres théoriques et de pouvoir valider quelques calculs paramétriques effectués (position de la nappe et pluviométrie). C'est pourquoi, nous proposons une série d'essais complémentaires à réaliser dans le chapitre suivant pour lever les inconnues et prendre en compte tous les paramètres susceptibles de provoquer ce glissement.

CHAPITRE IX : CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

1.- Synthèse

Au terme de cet exercice, il est utile de résumer les conclusions les plus importantes de cette thèse consacrée à l'étude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes, appliquée au glissement réel de Kenscoff-Mahotièr.

La première partie de cette thèse, consacrée aux recherches bibliographiques, présente une exploration dans les domaines de la mécanique des sols non saturés, de la stabilité des pentes et des techniques expérimentales en sismicité et en courbe de rétention d'eau permettant de mieux connaître le comportement particulier de nos sols. Ces recherches bibliographiques approfondies ont permis la compréhension des notions clés et nécessaires en la matière pour aborder toute la complexité des problématiques de stabilité des pentes en Haïti. L'examen de cette étude théorique nous a permis également d'avoir une première idée sur les résultats hydromécaniques attendus lors de l'étude expérimentale.

La deuxième partie de cette thèse, consacrée aux études expérimentales, présente l'analyse de reconnaissance géologique du site, l'accomplissement des essais réalisés in situ et au laboratoire et la modélisation numérique du glissement de Kenscoff-Mahotièr avec le code de calcul GEO-SLOPE. Ces essais expérimentaux avaient pour objectif d'avoir de meilleures connaissances géophysique, géotechnique et des conditions non saturées des sols haïtiens et également de déterminer les paramètres nécessaires pour cette modélisation.

En effet, nous avons commencé les travaux expérimentaux par une étude de reconnaissance géologique sur base des données bibliographiques retrouvées sur la zone de Kenscoff. Cette reconnaissance nous a montré que le site de Kenscoff-Mahotièr est constitué principalement de deux ensembles sédimentaires datés de l'Eocène (ei - calcaire) et du Paléocène (ep - argile) et que le glissement de Kenscoff-Mahotièr, à partir des recoupements de cartes topographique, géologique et géographique, s'est produit essentiellement dans ces deux ensembles.

Ensuite, nous avons réalisé une étude de reconnaissance géophysique qui confirme la nature géologique des sols présents sur le site de Kenscoff-Mahotièr et décrit également le comportement sismique de ces sols. Cette étude, effectuée sur les différents profils envisagés (P-01, P-02 et P-03) à partir des essais appropriés (particulièrement : sismique V_s , mesures H/V et carte d'accélération maximale du sol avec les principales failles retrouvées en Haïti « faille Septentrionale, faille Enriquillo et faille Matheux Neiba »)

montre le classement sismique de catégorie D (*Stiff soil*) du site et sa très haute sismicité (PGA = 0.58g).

Puis, des échantillons (E-01 - argile verte, E-02 - latérite et E-03 - calcaire broyé) ont été prélevés sur le site d'études dans ces trois profils envisagés et amenés par après pour analyse au Laboratoire Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil (LEMSC) de l'Université catholique de Louvain (UCL). Les analyses minéralogique et chimique ont montré que l'argile verte (E-01), constituée majoritairement de smectite, comporte une certaine quantité d'impureté de carbonate de calcium, la latérite (E-02), composée principalement de kaolinite et de chlorite, quant à elle, contient la présence d'oxydes de fer, et le calcaire broyé (E-03) formé uniquement de carbonate de calcium. Les analyses d'identification physique ont révélé par la suite que globalement les échantillons E-01, E-02 et E-03 ont respectivement les comportements d'argiles plastiques quasi-imperméables (E-01, E-02) et de sable perméable (E-03).

Les caractéristiques de compactage à l'optimum Proctor déterminées expérimentalement pour ces trois échantillons ont été utilisées avec réussite dans tous les essais mécaniques exigeant antérieurement le compactage de nos sols remaniés. Ces sols ont été le plus souvent séchés à l'air libre avant leur compactage afin de préserver leur caractéristique de gonflement lors de ces essais. Les résultats de cette partie expérimentale confirment les analyses d'identification et montrent que les argiles (E-01, E-02) sont compressibles, moins résistantes et ont un comportement hydromécanique variable quand elles sont soumises à des changements de leur état hydrique ; en revanche le sable calcaire E-03 est moins compressible avec une plus grande résistance au cisaillement. Cette remarque nous a permis de concentrer les études approfondies en succion sur ces deux argiles de faible résistance, en utilisant d'une part, une méthode rigoureuse de contrôle de succion par translation d'axe (courbe de rétention d'eau des sols avec Appareils de Richards) et d'autre part, une méthode mécanique assez simple à succion non contrôlée (essais triaxiaux UU). Les résultats obtenus sur ces sols ont montré que l'effet de la succion renforce leurs propriétés hydromécaniques. Ce renforcement se traduit toujours par une augmentation de la cohésion des sols. En revanche, aucune tendance nette n'a été observée pour l'angle de frottement interne, il croît ou/et décroît selon le type de sol. Cette augmentation de la cohésion a été estimée expérimentalement pour nos sols à partir de modèles d'équation linéaire donnant l'évolution de la cohésion en fonction de la teneur en eau ou de la succion ou de la densité sèche. Ces modèles linéaires obtenus à partir de seulement trois points d'essai pour chaque cas (cas 1 : densité fixe et teneur en eau variable - 18 essais triaxiaux UU ; cas 2 : teneur en eau fixe et densité variable - 18 essais triaxiaux UU) sont à considérer bien sûr avec circonspection (nécessité d'avoir plus de points d'essais). Toutefois, ces modèles pourraient être extrapolés et également donner des résultats satisfaisants pour d'autres sites présentant les mêmes caractéristiques physiques, faciles à déterminer au laboratoire (teneur en eau et densité sèche), que les sols étudiés.

Nous avons analysé par la suite la stabilité réelle du talus de Kenscoff-Mahotièrre de pente raide (environ 35 - 40%), constituée principalement de deux couches : calcaire broyé au-dessus et argile verte en profondeur. Le sol latéritique de surface, analysé lors de l'étude expérimentale a été écarté de la modélisation du fait qu'il forme une couche de faible épaisseur (comprise entre 0.5 et 3 m) et que cette couche ne joue aucun rôle prépondérant dans la rupture de ce talus. Pour cette modélisation, nous avons utilisé les méthodes d'équilibre limite (SLOPE/W) couplées avec les méthodes des éléments finis (SEEP/W) pour déterminer le rôle des paramètres tels que la nappe, la succion, la pluviométrie, la sismicité ou leur combinaison sur cette stabilité. Les applications effectuées à partir des influences de ces paramètres examinés dans notre modèle ont permis de constater que la succion contribue à la stabilité de notre talus en augmentant le facteur de sécurité lorsque la zone non saturée est très étendue. Cette observation permet de justifier le maintien de notre talus à pente raide en omettant des variations d'eau dans le sol. Mais, une fois la contribution d'eau prise en compte, elle induit une influence néfaste sur notre talus en donnant lieu à un gradient de pression positive sous la nappe (nappe haute - remontée de la nappe) et à une diminution de la succion par infiltration (précipitations). Ces deux éléments déstabilisants réduisent considérablement la succion dans le sol, entraînent une diminution de la résistance au cisaillement et provoquent donc subitement l'instabilité de notre talus. En plus de l'action de l'eau, nous avons également analysé l'augmentation de la sollicitation sismique à partir des coefficients sismiques seuls ou combinés avec les autres paramètres vus précédemment. Cet élément déclencheur (séisme) montre aussi une diminution de la résistance au cisaillement et conduit à l'instabilité de notre talus à partir de certaines valeurs de coefficient sismique critique.

Cette modélisation numérique a montré que ce sont les actions négatives de l'eau ou de la sismicité ou leur action conjuguée qui ont été à l'origine de cette catastrophe survenue à Kenscoff-Mahotièrre en 2006.

2.- Contributions de cette thèse

Le travail accompli dans cette thèse est enrichissant et novateur par rapport à ce qui existe déjà sur les études de stabilité des pentes en Haïti. Ce travail associe analyses géologique, géophysique, géotechnique, sismicité, sols non saturés et stabilité des pentes. Il constitue non seulement des avancées pour notre équipe de l'Université catholique de Louvain (GéoMEM) mais aussi pour celle de l'Université d'Etat d'Haïti (URGéo).

Dans ce travail, nous avons réalisé in situ une série d'essais géophysiques et géotechniques, puis en laboratoire sur les échantillons prélevés sur le site des essais plus précis en conditions saturées et non saturées. Ces essais ont permis d'avoir une meilleure connaissance des types de sols rencontrés dans le pays, en particulier dans la région de Kenscoff.

Nous avons également effectué des études comparatives en élaborant des synthèses et discussions sur les méthodes expérimentales. Ces approches élaborées amènent quasiment presque à des résultats concordants et cohérents. Ces études comparatives nous ont permis de valider les méthodes expérimentales utilisées.

Nous avons pu appliquer les notions bibliographiques en sols non saturés sur les sols haïtiens. Nous avons obtenu expérimentalement plusieurs modèles d'équation linéaire en conditions non saturées de la cohésion en fonction de la succion ou la teneur en eau ou la densité sèche.

Nous avons utilisé dans le code de calcul GEO-SLOPE, les méthodes des tranches couplées aux méthodes des éléments finis pour mener la modélisation numérique. Nous avons, d'une part, implémenté dans ce code de calcul les effets de la succion et de la sismicité sur la stabilité du talus de Kenscoff-Mahotièr, en nous référant aux résultats des essais expérimentaux réalisés. Et, d'autre part, nous avons bien mis en évidence également par implémentation les effets de la pluviométrie et de la nappe en nous référant à des données paramétriques retrouvées dans la littérature scientifique. Cette étude dans GEO-SLOPE a permis d'exposer les différentes méthodes de calculs disponibles (calculs en équilibre limite, calculs par éléments finis) et les approches de calculs effectuées (approche statique, approche pseudo-statique). Elle a permis aussi de mettre en évidence deux modules numériques performants (SLOPE/W et SEEP/W) dédiés à ce type d'analyses.

Enfin, le cadre dans lequel s'inscrit la thèse est tout à fait novateur pour Haïti. Le fait de s'intéresser à un problème concret de géotechnique dans sa globalité qui s'est produit à Kenscoff-Mahotièr en 2006 et qui pourrait en arriver aussi dans des régions présentant les mêmes caractéristiques, est une première pour le pays.

3.- Perspectives de ce travail

Au niveau des perspectives futures, il serait intéressant d'envisager quelques essais complémentaires afin d'approfondir certains points et de lever des incertitudes liées à l'étude paramétrique :

- Nous avons réalisé les essais de laboratoire sur des échantillons remaniés de sols prélevés dans la zone de Kenscoff-Mahotièr. Il serait intéressant d'étudier des échantillons intacts pour voir si le comportement observé est le même et apporte une meilleure compréhension de ces sols.
- Nous avons mis essentiellement accent sur l'aspect mécanique en condition non saturée. Il serait judicieux maintenant de voir l'aspect hydrique en sol non saturé en établissant notamment des profils hydriques types du terrain. Ces profils permettraient d'approfondir les

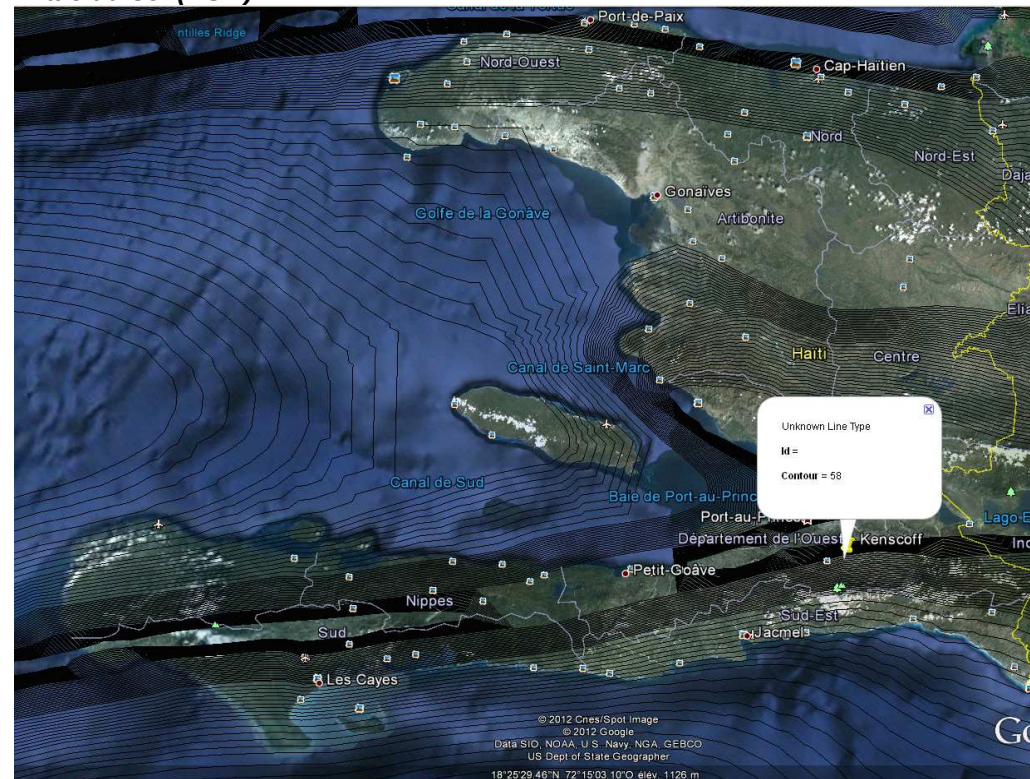
influences de l'évapotranspiration des sols en fonction de l'alternance de périodes pluvieuses et sèches.

- Nous avons amorcé une étude de gonflement sur nos deux argiles. Il serait important de poursuivre cet aspect « gonflement des argiles » afin d'améliorer l'analyse du comportement hydromécanique des sols haïtiens et de tenir compte de cet aspect sur la stabilité.
- Nous avons mené une étude paramétrique avec différentes profondeurs de nappe phréatique envisagée dans la modélisation numérique. Il serait crucial également de déterminer expérimentalement la profondeur exacte de la nappe en plaçant notamment des piézomètres permanents à différents endroits sur le site.
- Nous avons analysé la stabilité sous séisme à partir de la méthode pseudo-statique par équilibre limite faute d'enregistrement sismique historique sur la zone d'études. Nous pensons qu'il serait vital de déterminer les paramètres sismiques (spectre d'accélération à partir de stations sismiques) réellement à prendre en compte dans notre modèle pour ce site, lesquels dépendront de l'intensité d'un séisme, de sa durée et du contenu fréquentiel.
- Nous avons négligé les effets de site et du même coup l'influence de la liquéfaction sur notre talus à partir des conclusions acquises des courbes synthétiques des essais MASW 1D et des courbes H/V des essais Tromino. Il serait également bénéfique de coupler ces mesures par d'autres informations complémentaires, comme des essais SPT ou forages sur le site, afin de déterminer la susceptibilité et la potentialité de liquéfaction des sols du site et d'apporter aussi une meilleure connaissance des interfaces stratigraphiques.

ANNEXES

Annexe I

I.1- Accélération maximale du sol (PGA)



Carte d'aléa du PGA (figure VI.5) au site exact sur Haïti (Actualisée sur Google-Earth avec les données USGS) - (%g) with 2% PE in 50 years

1.2- Critères pour la fiabilité des résultats

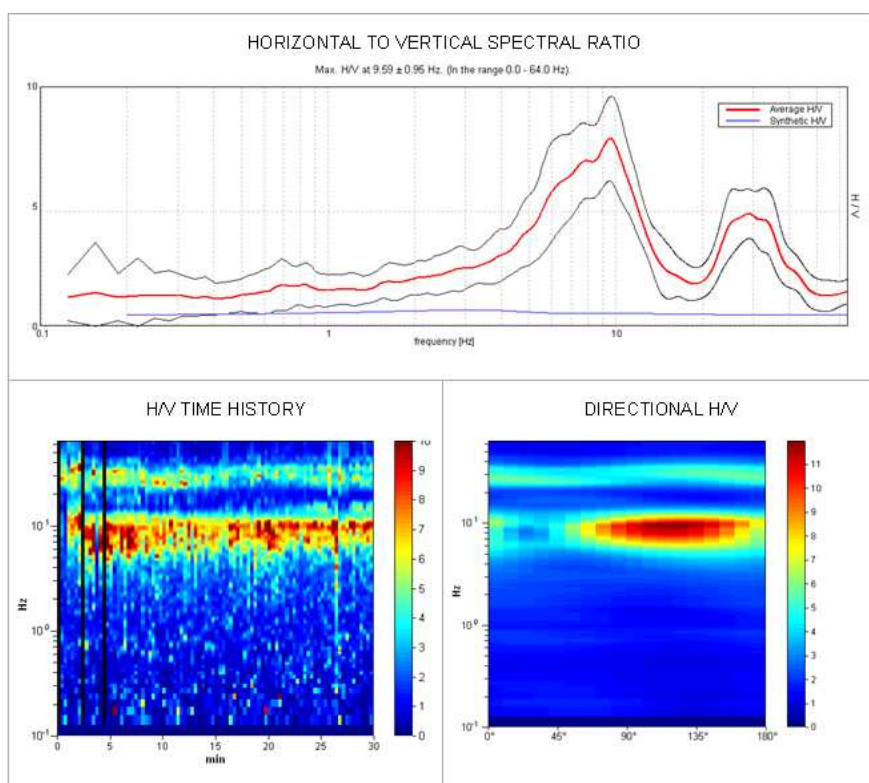
Criteria for a reliable H/V curve i) $f_0 > 10 / l_w$ and ii) $n_c(f_0) > 200$ and iii) $\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ or $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	• l_w = window length • n_w = number of windows selected for the average H/V curve • $n_c = l_w \cdot n_w$. f_0 = number of significant cycles • f = current frequency • f_{sensor} = sensor cut-off frequency • f_0 = H/V peak frequency • σ_f = standard deviation of H/V peak frequency ($f_0 \pm \sigma_f$) • $\varepsilon(f_0)$ = threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ • A_0 = H/V peak amplitude at frequency f_0 • $A_{H/V}(f)$ = H/V curve amplitude at frequency f • f = frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f) < A_0/2$ • f^* = frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^*) < A_0/2$ • $\sigma_A(f)$ = "standard deviation" of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided • $\sigma_{\log H/V}(f)$ = standard deviation of the $\log A_{H/V}(f)$ curve, $\sigma_{\log H/V}(f)$ is an absolute value which should be added to or subtracted from the mean $\log A_{H/V}(f)$ curve • $\theta(f_0)$ = threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$ • $V_{s,av}$ = average S-wave velocity of the total deposits • $V_{s,surf}$ = S-wave velocity of the surface layer • h = depth to bedrock • $h_{\min}$ = lower-bound estimate of h
Criteria for a clear H/V peak (at least 5 out of 6 criteria fulfilled) i) $\exists f \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f) < A_0/2$ ii) $\exists f^* \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^*) < A_0/2$ iii) $A_0 > 2$ iv) $f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ v) $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ vi) $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	

Threshold Values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Frequency range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.20 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

I.3- Résultats des mesures H/V

Site Kenscoff - Mahotièrè
Etude H/V

HV1

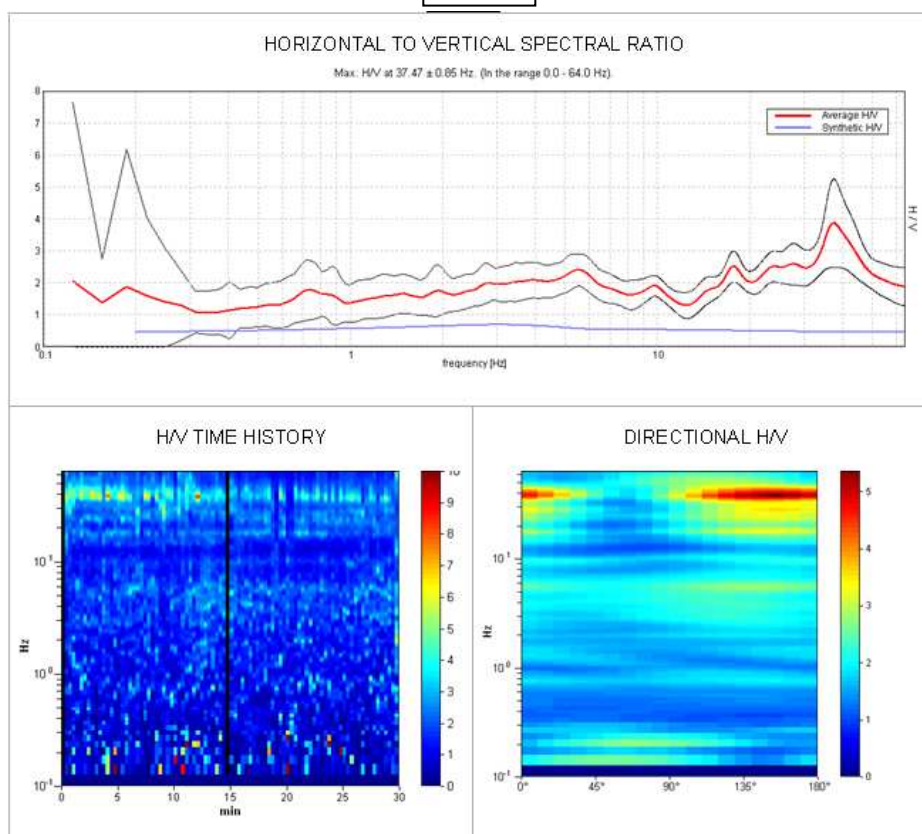


Interprétation des résultats H/V

Douteux ☐	Pic (s) H/V (Hz)	f_0	f_1
Pas de pic ☐		9.59 ± 0.95	--
Remarques	Filtre passe bande 0.1 - 64Hz		
Analyse directionnelle H/V par rapport au Nord	Homogène ☐	f_0 uniforme entre $90 - 160^\circ$	

Site Kenscoff - Mahotièrè Etude H/V

HV2

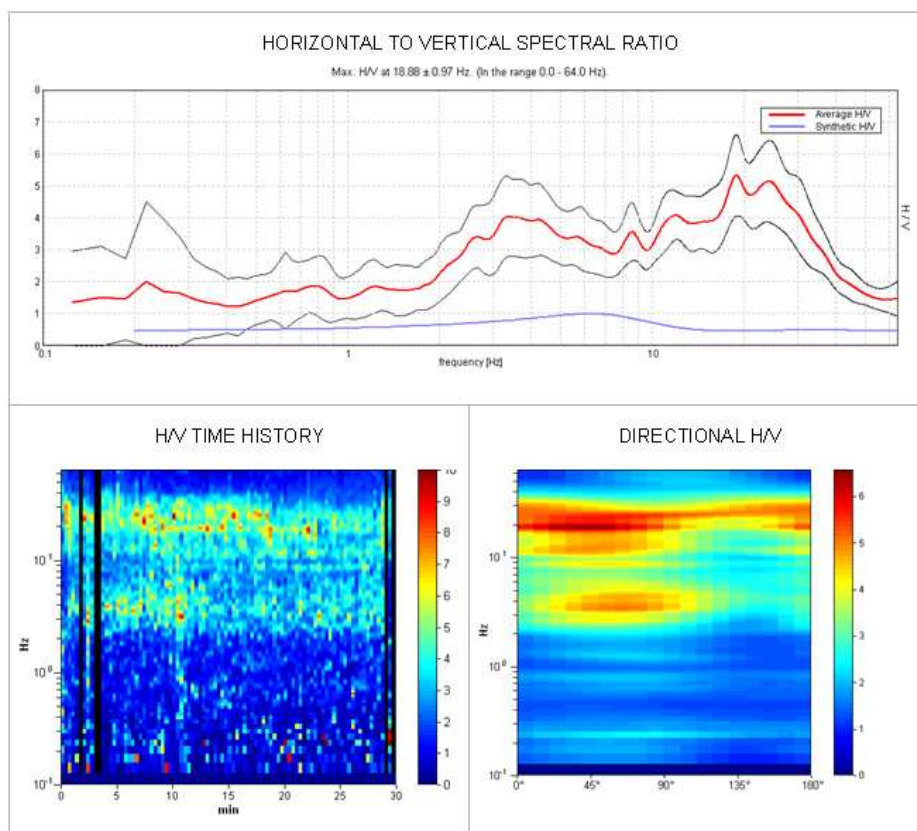


Interprétation des résultats H/V

Douteux ☐	Pic (s) H/V (Hz) ☒	f_0	f_1
Pas de pic ☐		37.47 ± 0.85	--
Remarques	Filtre passe bande 0.1 - 64Hz		
Analyse directionnelle H/V par rapport au Nord	Homogène ☐	f_0 uniforme entre 0 - 20° et 120 - 180° : comportement anisotrope du sol	

Site Kenscoff - Mahotièr
Etude H/V

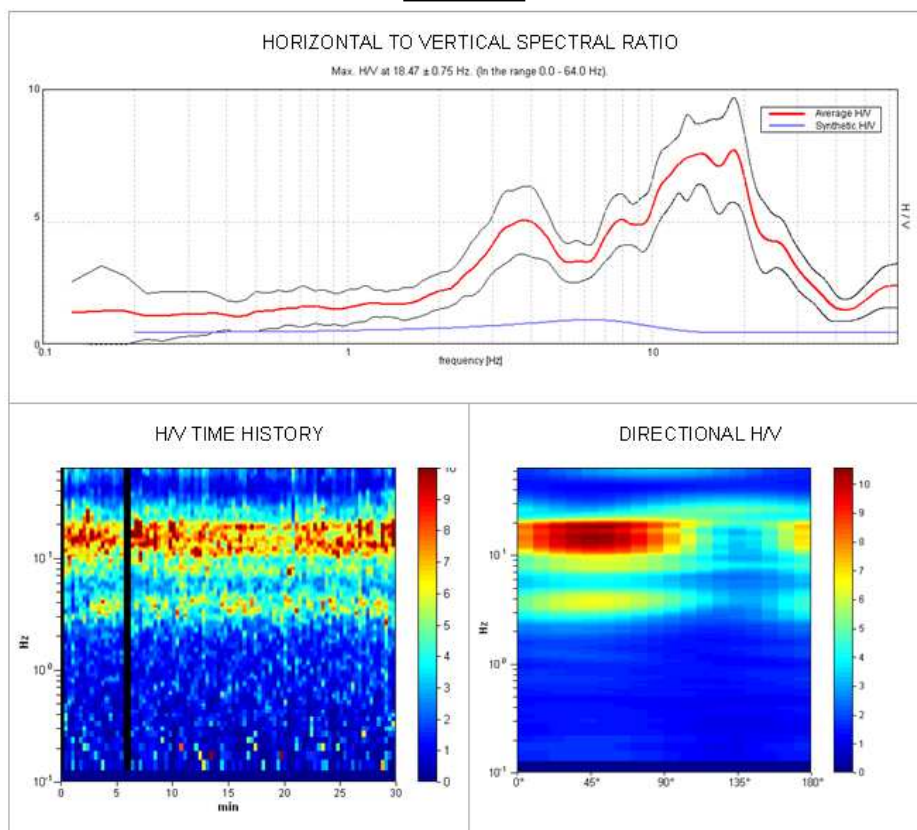
HV3



Interprétation des résultats H/V			
Douteux ☐	Pic (s) H/V (Hz) ☒	f_0	f_1
Pas de pic ☐		18.88 ± 0.97	--
Remarques	Filtre passe bande 0.1 - 64Hz		
Analyse directionnelle H/V par rapport au Nord	Homogène ☐	f_0 uniforme entre 0 - 90°	

Site Kenscoff - Mahotièrè Etude H/V

HV4

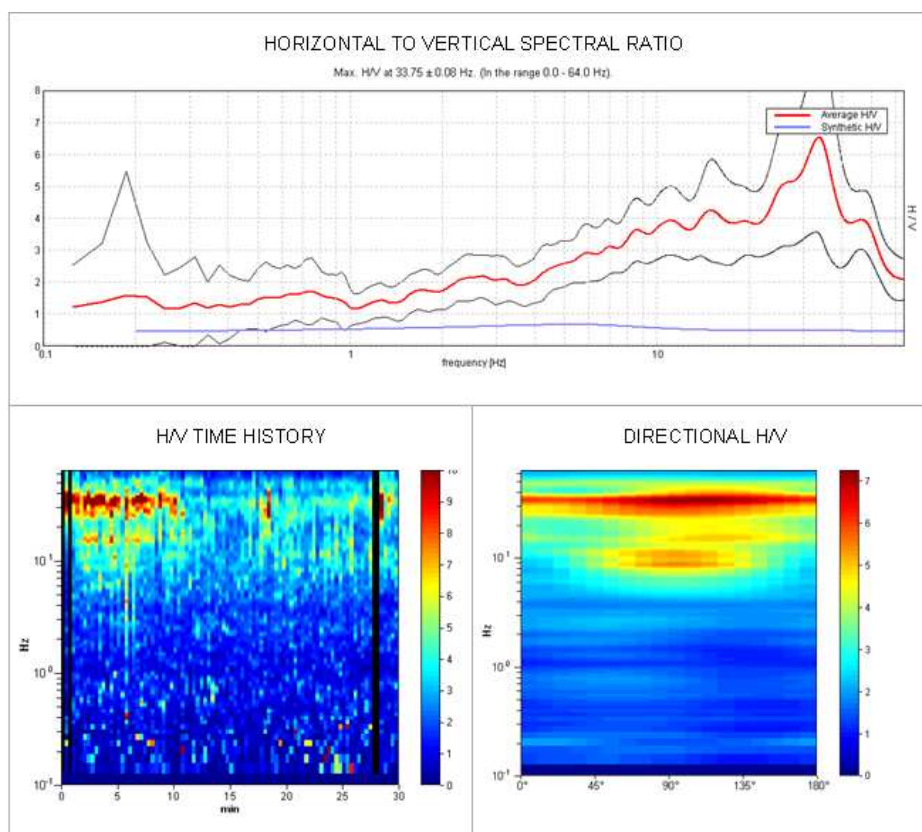


Interprétation des résultats H/V			
Douteux ☐	Pic (s) H/V (Hz) ☒	f_0	f_1
Pas de pic ☐		18.47 ± 0.07	--
Remarques	Filtre passe bande 0.1 - 64Hz		
Analyse directionnelle H/V par rapport au Nord	Homogène ☐	f_0 uniforme entre 10 - 90°	

Site Kenscoff - Mahotièrè

Etude H/V

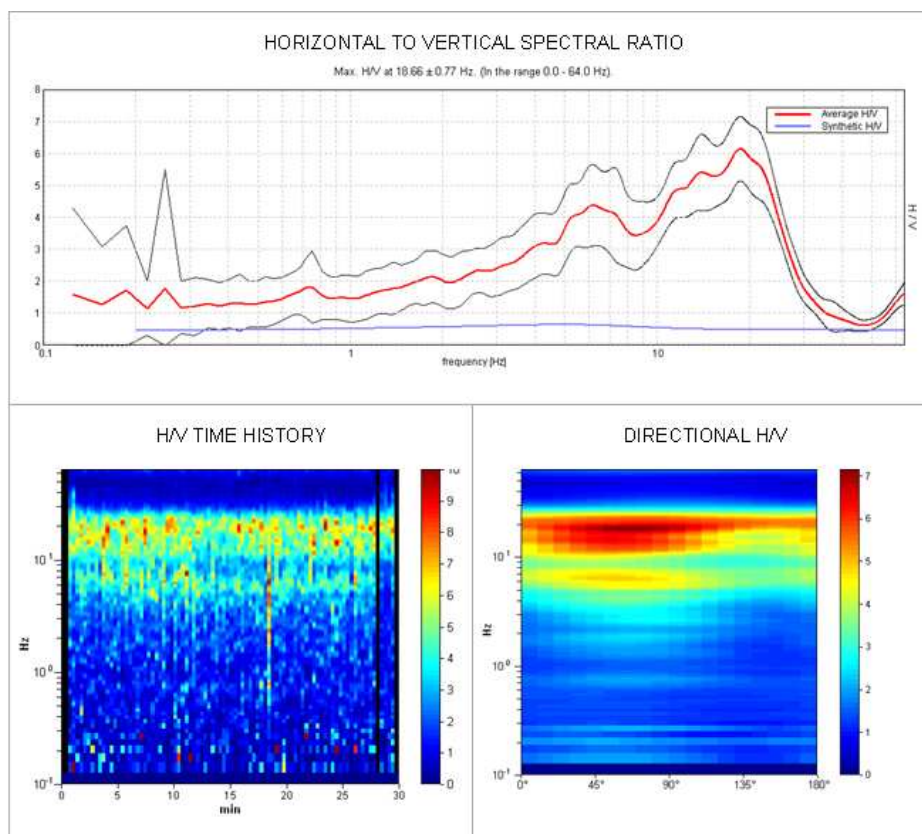
HV5



Interprétation des résultats H/V			
Douteux ☐	Pic (s) H/V (Hz) ☒	f₀	f₁
Pas de pic ☐		33.75 ± 0.08	--
Remarques	Filtre passe bande 0.1 - 64Hz		
Analyse directionnelle H/V par rapport au Nord	Homogène ☒	f ₀ uniforme sur presque l'ensemble des directions entre 0 - 180° : comportement isotrope du sol	

Site Kenscoff - Mahotièr Etude H/V

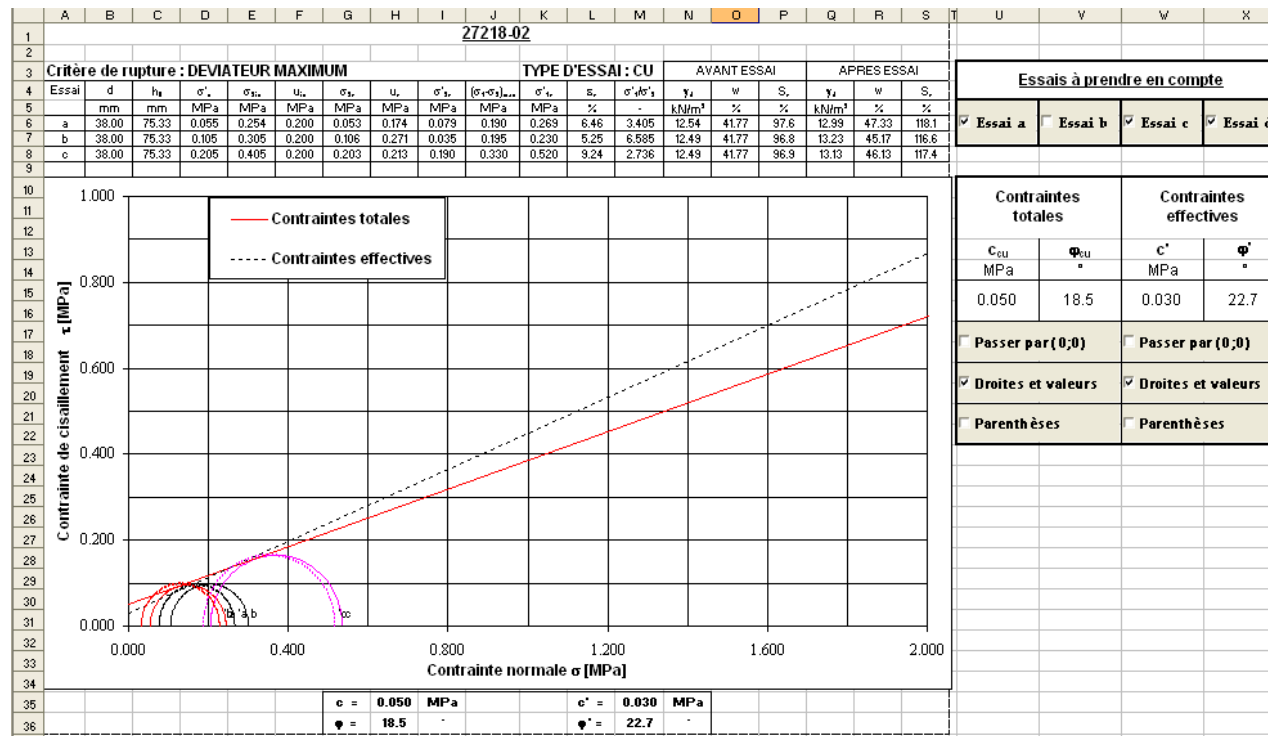
HV6



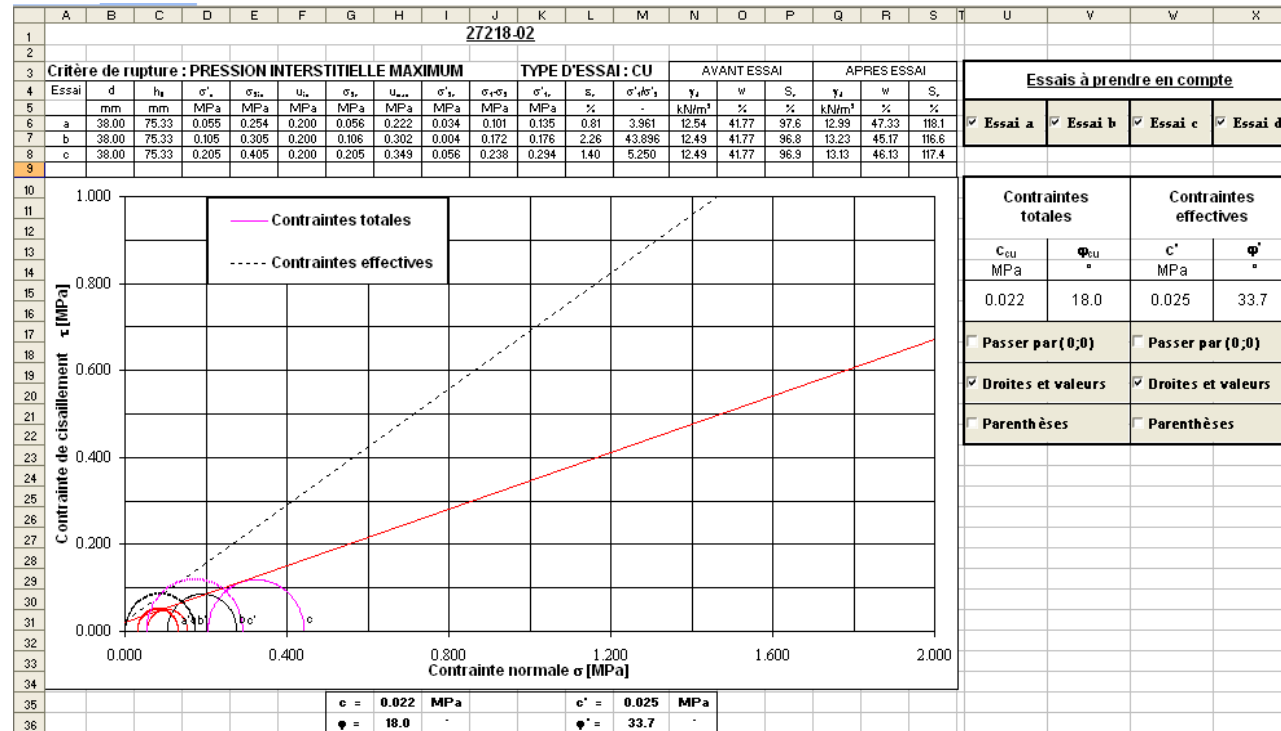
Interprétation des résultats H/V

Douteux ☐	Pic (s) H/V (Hz) ☒	f_0	f_1
Pas de pic ☐		18.66 ± 0.77	--
Remarques	Filtre passe bande 0.1 - 64Hz		
Analyse directionnelle H/V par rapport au Nord	Homogène ☐	f_0 uniforme entre $30^0 - 120^0$	

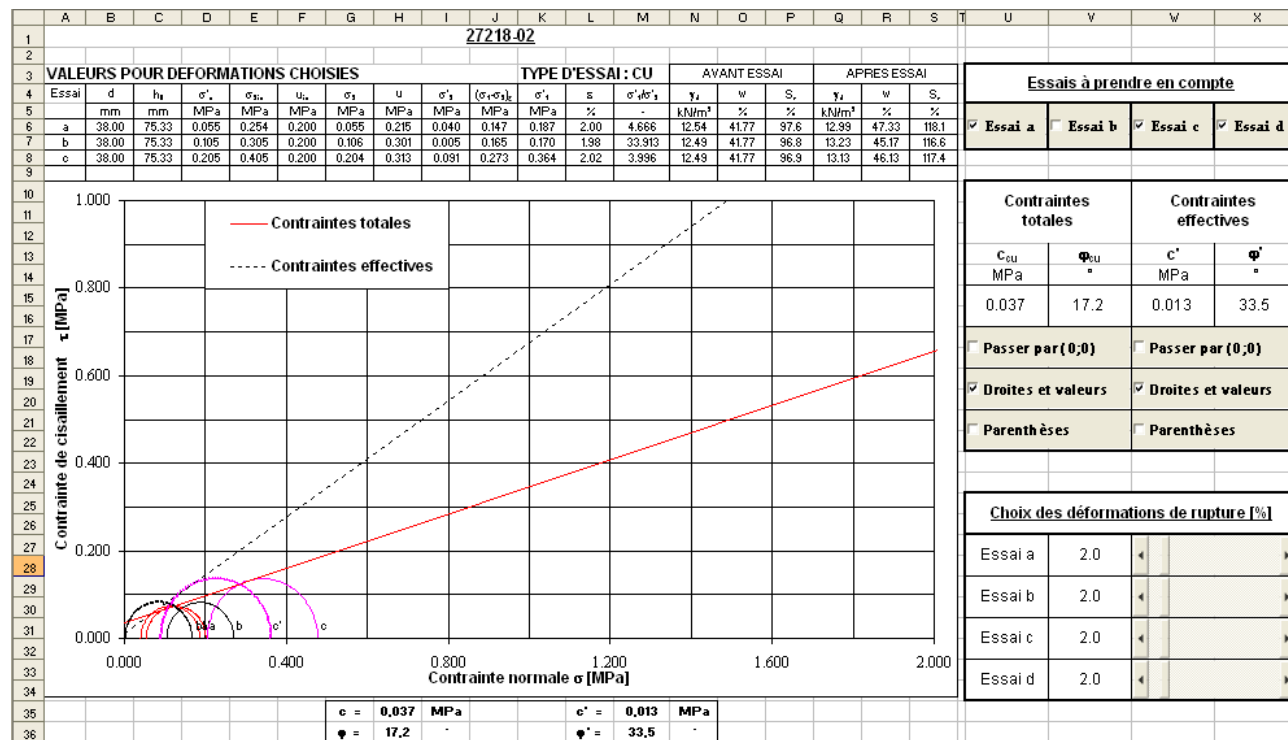
Annexe II : Résultats des essais CU



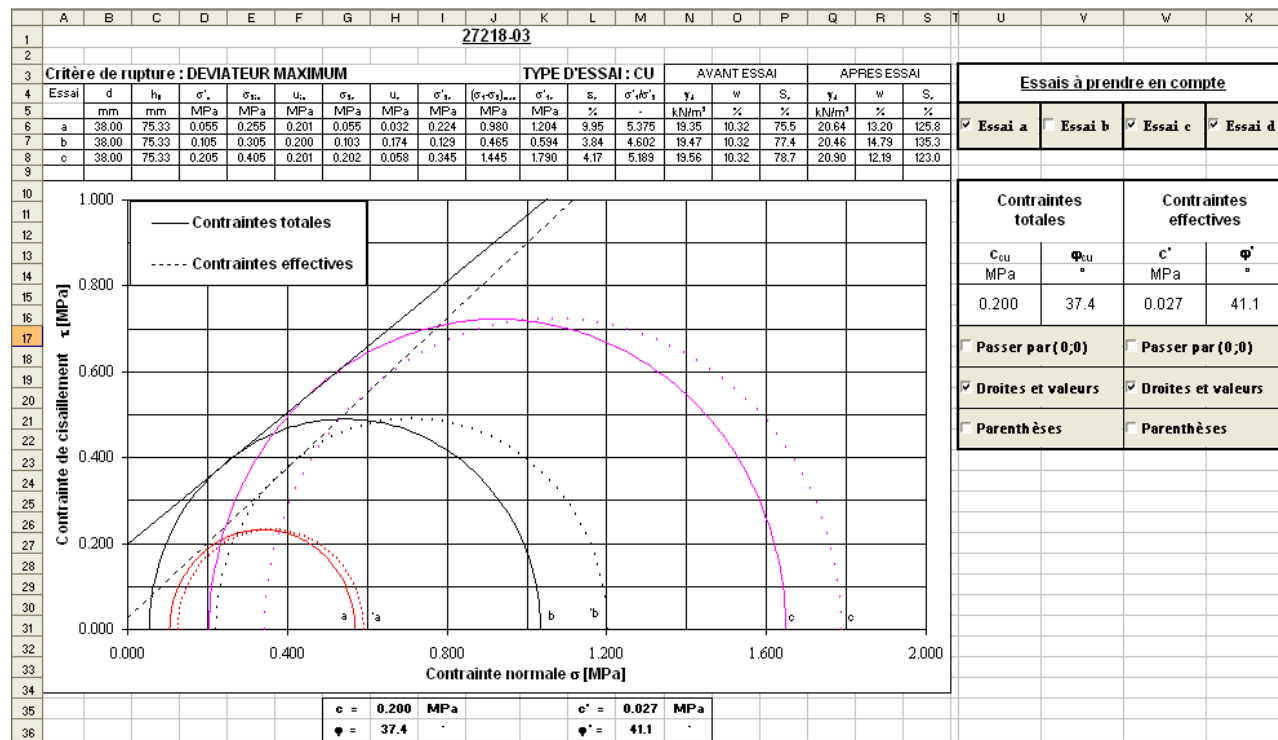
Cercles de Mohr et droites intrinsèques du déviateur maximum pour E-02



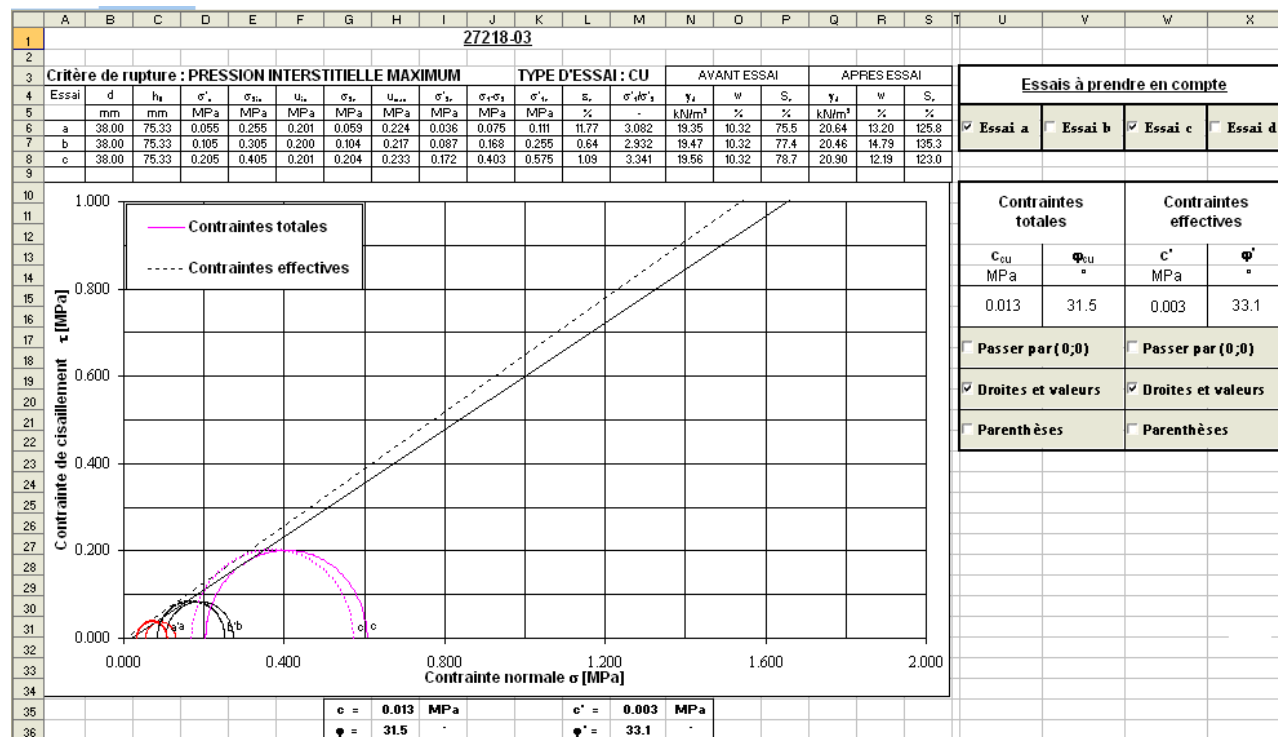
Cercles de Mohr et droites intrinsèques de la pression interstitielle maximale pour E-02



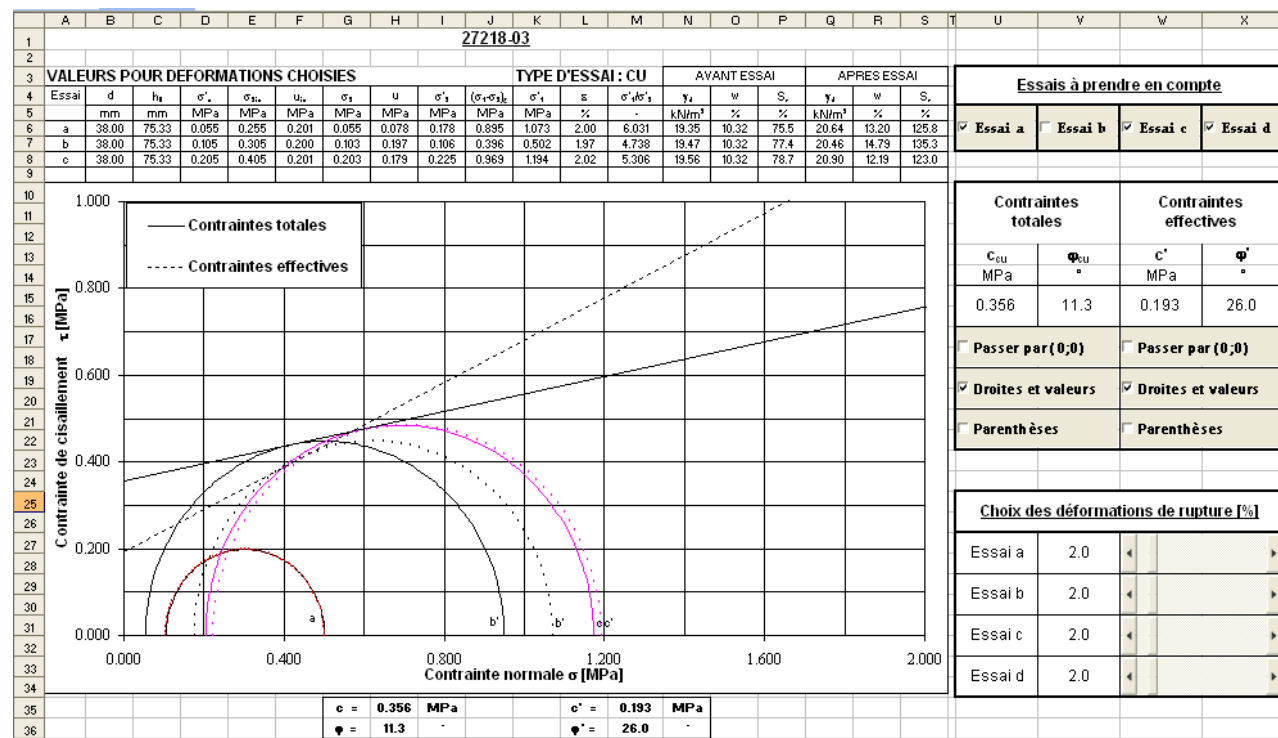
Cercles de Mohr et droites intrinsèques d'une valeur de déformation choisie 2% pour E-02



Cercles de Mohr et droites intrinsèques du déviateur maximum pour E-03

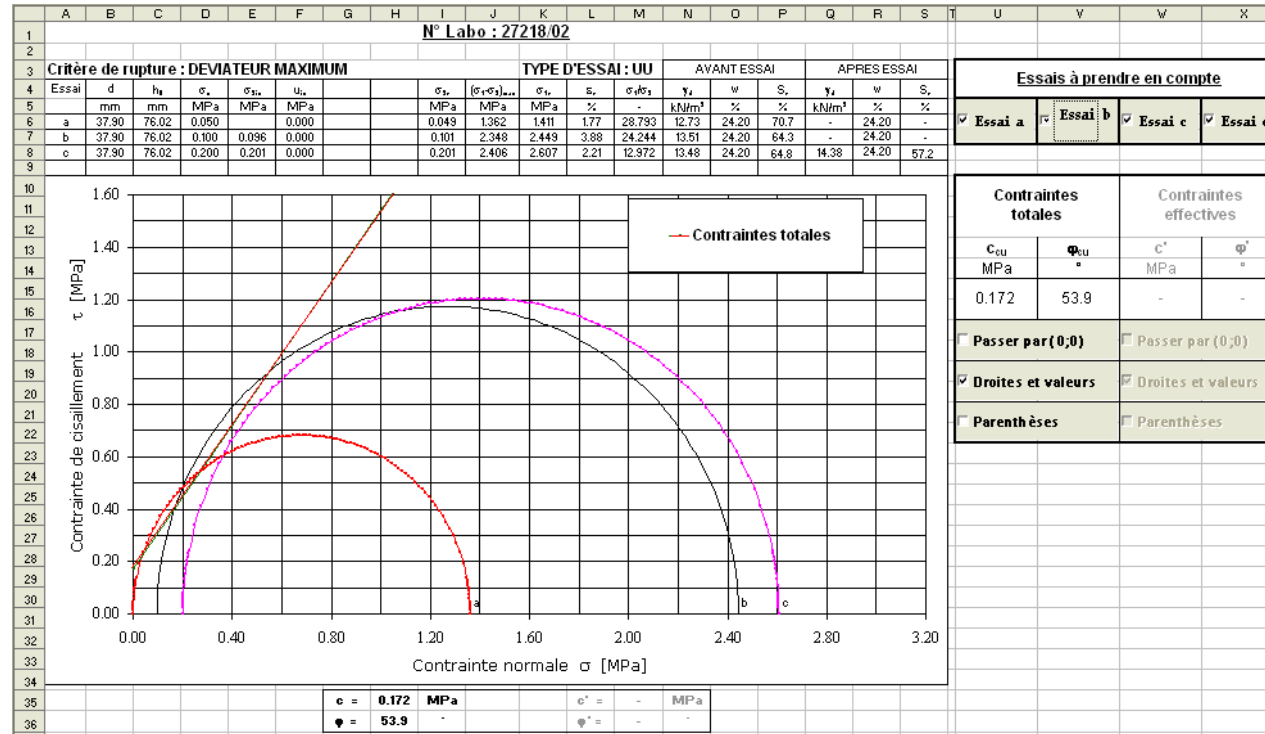


Cercles de Mohr et droites intrinsèques de la pression interstitielle maximale pour E-03



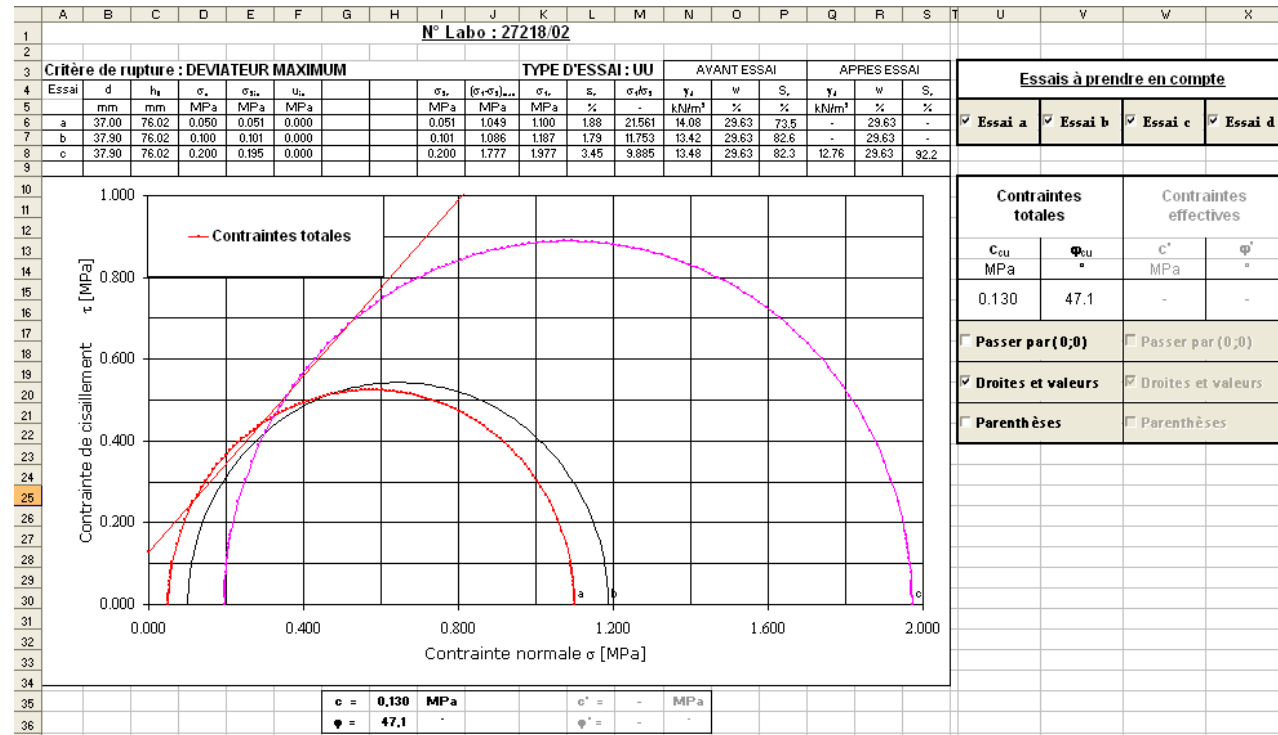
Cercles de Mohr et droites intrinsèques d'une valeur de déformation choisie 2% pour E-03

Annexe III : Résultats des essais UU

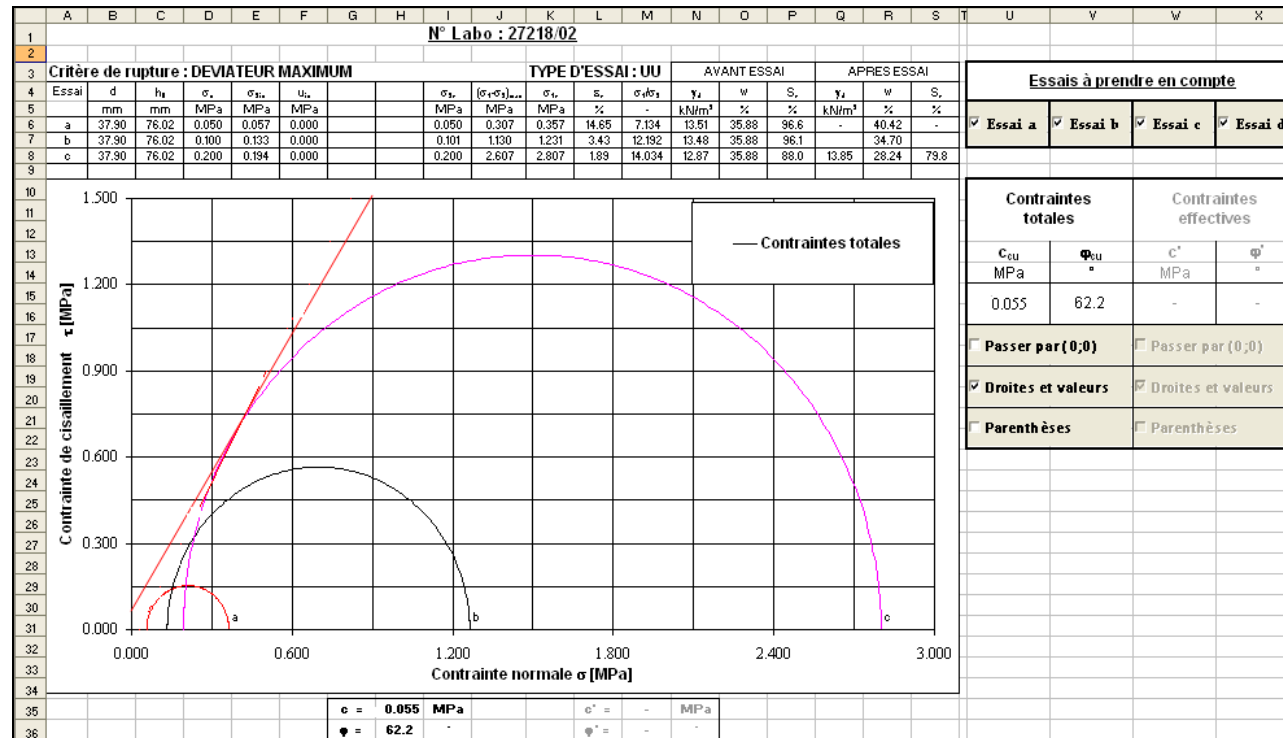


Cercles de Mohr et droite intrinsèque de E-02 pour $w = 24.2\%$ et $S_r = 64.3\%$

Annexes

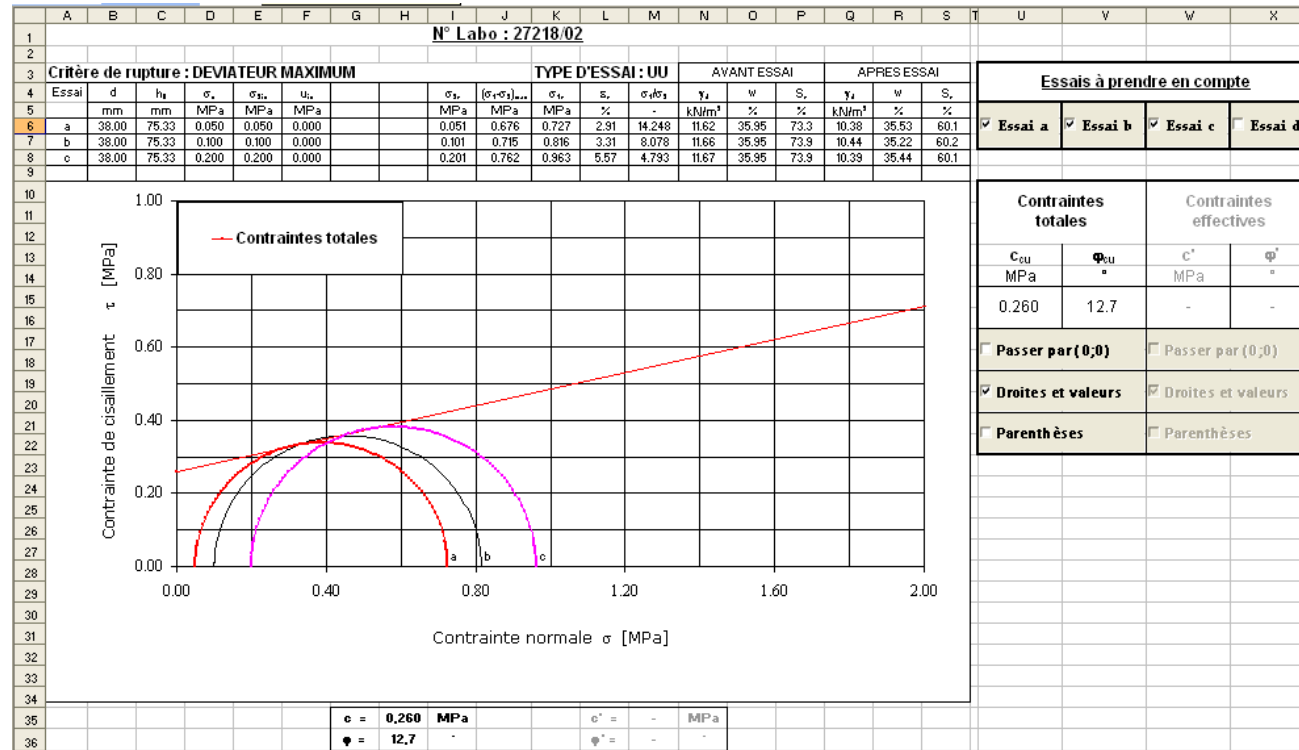


Cercles de Mohr et droite intrinsèque de E-02 pour $w = 29.63\%$ et $S_r = 82.3\%$



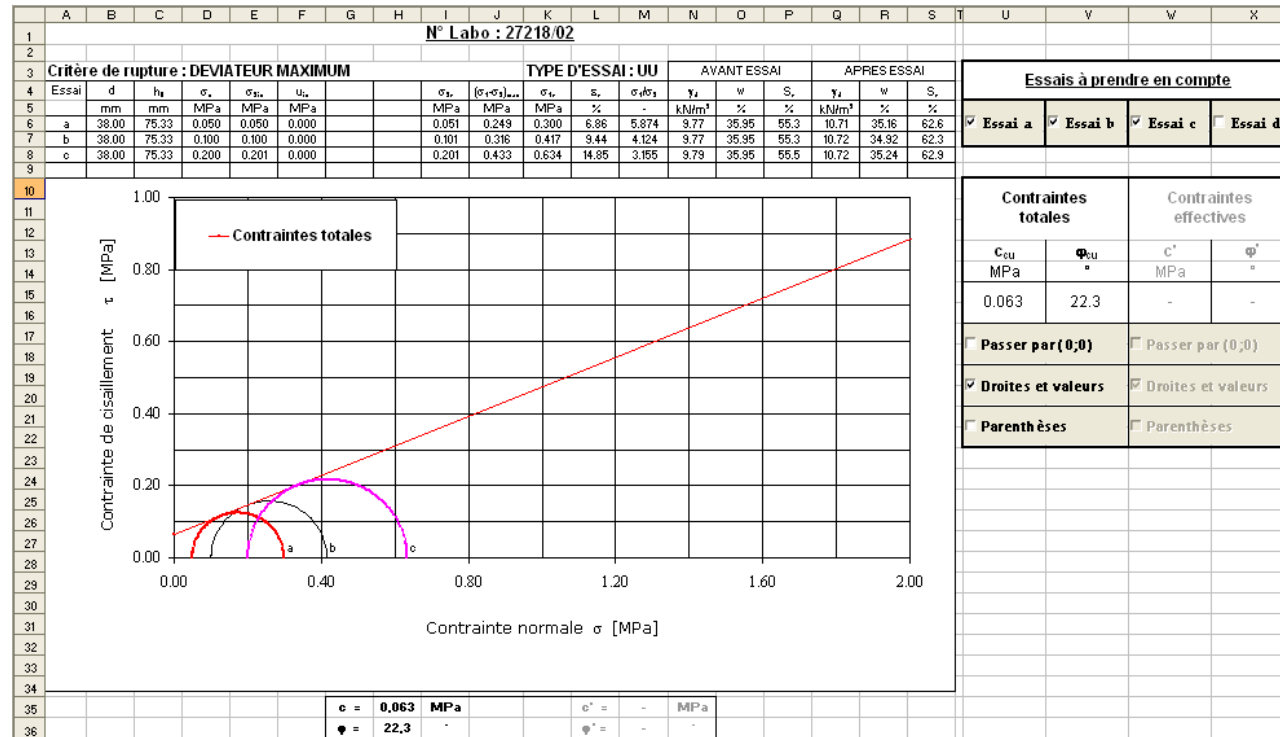
Cercles de Mohr et droite intrinsèque de E-02 pour $w = 35.88\%$ et $S_r = 96.1\%$

Annexes



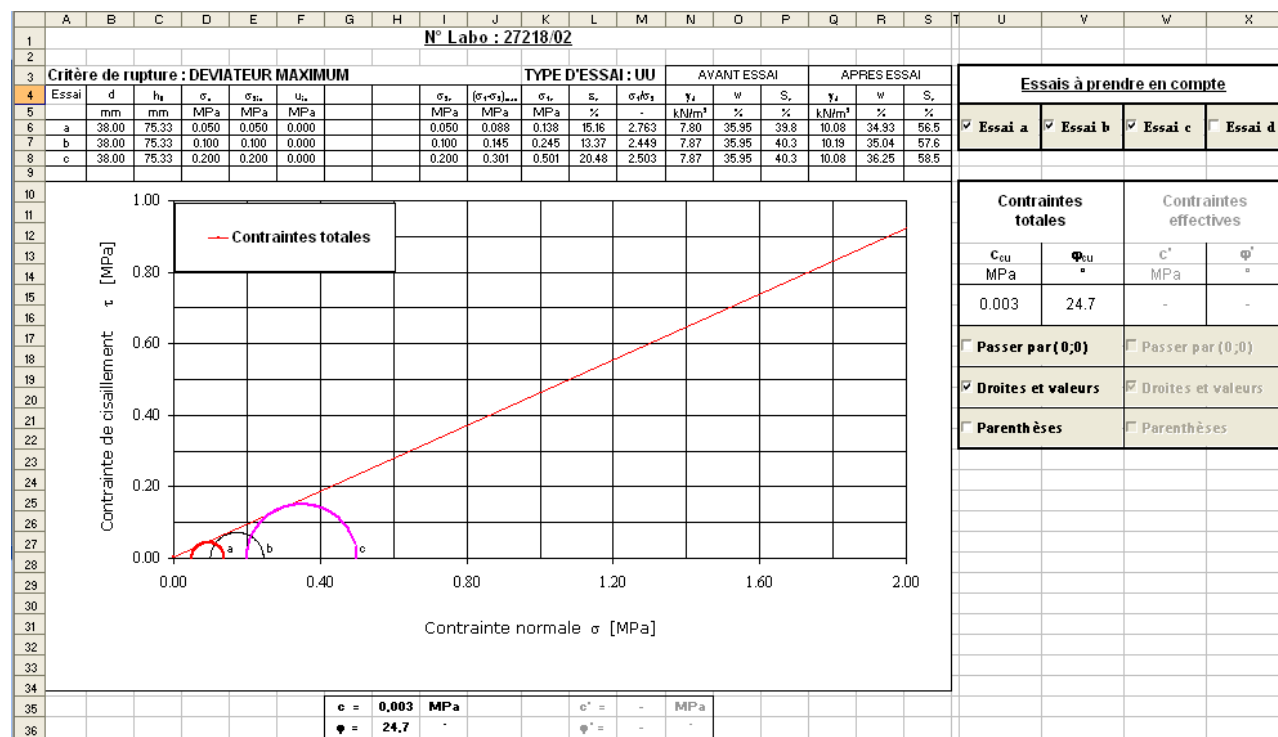
Cercles de Mohr et droite intrinsèque de E-02 pour $\gamma_d = 11.66 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $S_r = 73.9\%$

Annexes



Cercles de Mohr et droite intrinsèque de E-02 pour $\gamma_d = 9.78 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $S_r = 55.4\%$

Annexes



Cercles de Mohr et droite intrinsèque de E-02 pour $\gamma_d = 7.87 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $S_r = 40.3\%$

Références bibliographiques

RÉFÉRENCES

- ALONSO E.E. et DELAGE P. - Unsaturated Soils - Sols non saturés. Volume I, A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield/Pays-Bas/1995/Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1995.
- ALONSO E.E. et DELAGE P. - Unsaturated Soils - Sols non saturés. Volume II, A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield/Pays-Bas/1995/Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1995.
- ALONSO E.E. et DELAGE P. - Unsaturated Soils - Sols non saturés. Volume III, A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield/Pays-Bas/1995/Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1995.
- ARSON C. - Amplifications sismiques dues aux effets de site. MASTER MSROE, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006.
- AUTOCAD - Logiciel de dessin assisté par ordinateur. Autodesk - User's Guide, Autodesk Canada Inc. Trademarks, 2006.
- BARBOUR S.L. et KRAHN J. - Numerical modelling - Prediction or process? GEOSPEC, Geotechnical News, pp.44-51, 2004.
- BARKER R.D. - Signal contribution section and their use in resistivity studies. Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society, Vol. 59, pp.123-129, 1979.
- BEAR J. - Dynamics of fluids in porous media. Elsevier, Amsterdam, 1969.
- BEAULIEU D. et LACHANCE M. - Etude code de construction - Mesure d'urgence, Haïti, août 2010.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.M., ZERHOUNI M.I. et SOEPANDJI B.S. - Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. Revue Française de Géotechnique, N° 41, pp.63-71, 1987.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.M. et KHEIRBECK-SAOUD S. - Domaine de validité de $\sigma' = \sigma - u_w$ pour un sol non saturé. Proceedings of the 10th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Florence, Vol.1, pp.15-19, 1991.
- BIGORRE F., TESSIER D. et PEDRO G. - Contribution des argiles et des matières organiques à la rétention de l'eau dans les sols. Signification et rôle fondamental de la capacité d'échange en cations. Géosciences de surface / Surface Geosciences, pp.245-250, 1999.
- BISHOP A.W. - The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Géotechnique, Vol. 5, pp.7-17, 1955.
- BISHOP A.W. - The measurement of the pore pressure in triaxial test. Proceedings of the conference : Pore pressure and suction in soils, Butterworth, London, pp.38-46, 1960.
- BISHOP A.W., ALPAN I., BLIGHT G.E. et DONALD I.B. - Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. Research Conference of Shear strength of cohesive soils. Proceedings and Discussion of the ASCE Conference, pp.503-532 and 1027-1042, 1960.
- BISHOP A.W. et DONALD I.B. - The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus, Proceedings of the 5th ICSMFE, Paris, pp.13-21, 1961.

- BISHOP A.W. et BLIGHT G.E. - Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. *Géotechnique*, Vol. 13, N° 3, pp.177-197, 1963.
- BISHOP A.W. et ELDIN G. - Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. *Géotechnique*, Vol. 2, pp.13-32, 1963.
- BITRI A. - Caractérisation du proche sous-sol par profilage en ondes de surface. Formation microzonage sismique, BRGM/RNSC, France, 2012.
- BLIGHT G.E. - Effective stress properties of an undisturbed partly saturated, micaceous soil. *Proceedings of the 3rd Regional conference for Africa on soil Mechanics and Foundation Engineering*, Salisbury, Vol.1, pp.169-170, 1963.
- BODET L. - Limites théoriques et expérimentales de l'interprétation de la dispersion des ondes de Rayleigh : Apport de la modélisation numérique et physique - Thèse de doctorat, 2005.
- BOISSON D. et MOLIERE E. - Notice explicative de la carte géologique d'Haïti au 1/25000. Publication, Bureau des Mines et de l'Energie, 40p., 1993.
- BOISSON D., THIMUS J.F., JEAN B. J., GUERRIER K., PREPETIT C., SAINT-JEAN H., SAINT-FLEUR S., FLEMAL J. - Atlas géotechnique de la zone Pétion-Ville/Frères. Editions de l'Université d'Etat d'Haïti, Haïti, 2010.
- BOURDEAU C. - Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques : Apport de la modélisation numérique. Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris, 2005.
- BOURGUEIL B., ANDEIEFF P., LASNIER J., GONNARD R., LE MENTOR J. RANCON J.P - Synthèse géologique de la République d'Haïti. Volume I - Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM) - Service Géologique National (BME) - Bureau d'Etudes Industrielles et de Coopération de l'Institut Français du Pétrole, 1988.
- BOURGUET D. et T'SIOBBEL F. - Influence de la cohésion apparente sur la stabilité des pentes en Haïti - Glissement Vivy-Mitchell. Travail de Fin d'Etude (TFE), Université catholique de Louvain, 2009.
- BRADY R.C. et RATHJE E.M. - Geotechnical earthquake engineering for seismic design workshop, Port-au-Prince, Haïti, November 18-19, 2010.
- BRAY J.D. - Simplified seismic slope displacement procedures. *Dept. Civil & Environ. Engineering, Univ. of California, Berkeley, USA*, pp.327-353, 2007.
- BRULL A.- Caractéristiques mécaniques des sols de fondations de chaussées en fonction de leur état d'humidité et de compacité. *Proceedings International Conference on Compaction*, Paris, France, Vol.1, pp.19-37, 1980.
- BUTTERLIN J. - Géologie générale et régionale de la République d'Haïti. Travaux de mémoires de l'Institut des hautes écoles de l'Amérique Latine, Paris, France, 1960.

- CADET H. - Utilisation combinée des méthodes basées sur le bruit de fond dans le cadre du microzonage sismique. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble I, 2007.
- CALAIS E. - Mesures GPS en Haïti, application à l'aléa sismique. Rapport d'étape. Perdue University, USA, 2007.
- CALAIS E., FRANKEL A., HARMSSEN S., MUELLER C., HAASE J. - Documentation for initial seismic hazard maps for Haiti. U.S. Geological Survey, Reston, Virginia : 2010.
- CASTELLARO S. et MULARGIA F. - The effect of velocity Inversions on H/V. Pure and Applied Geophysics, 166, pp.567-592, 2009.
- CHAPUIS R.P., MASSE I., MADINIER B., AUBERTIN M. - Essai de drainage en colonne pour obtenir les propriétés non saturées de matériaux grossiers. Département CGM, Ecole Polytechnique de Montréal, Sea to Sky Geotechnique, pp.905-912, 2006.
- CHARLIER R., LI X.L., BOLLE A., GEISER F., LALOUI L., VUILLET L. - Mechanical behaviour modelling of an unsaturated sandy silt. Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng., Hamburg, R.F.A., Balkema, pp.641-644, 1997.
- CHATELAIN J.L., GUILLIER B., CARA F., DUVAL A.M., ATAKAN K. et BARD P.Y. - The WP02 SESAME team - Evaluation of the influence of experimental conditions on H/V results from ambient noise recordings. Bull Earthquake Eng., Vol. 6, pp.33-74, 2008.
- CHING R.K.H., SWEENEY D.J., FREDLUND D.G. - Increase in factor of safety due to soil suction for two Hong Kong slopes. Proceedings - Fourth International Symposium on Landslides, Toronto, Canada, September 16-21, pp.617-623, 1984.
- CHO S.E., LEE S.R. - Instability of unsaturated soil slopes due to infiltration. Computers and Geotechnics. Vol. 28, pp.185-208, 2001.
- CHOWDHURY R.N. - Slope analysis. Developments in geotechnical engineering, Vol. 22, Elsevier, Amsterdam, 1978.
- COLEMAN J.D. - Stress strain relations for partly saturated soil. Correspondence, Géotechnique, Vol.12, pp.348-350, 1962.
- CORELDRAW - Graphics Suite 12. Logiciel pour la conception graphique, la mise en page, la retouche de photos et l'animation vectorielle. Cowpland Research Laboratory, 2000.
- CRONEY D., COLEMAN J.D. et BRIDGE P.M. - The suction of moisture held in soil and other porous materials. Road Research Technics, N° 24, London, 1952.
- CSTC (Centre Scientifique et Technique de la Construction) - Stabilité des talus : Méthodes de calcul avec prise en compte du degré de saturation du sol, et déduction de règles pratiques pour l'exécution des tranchées et fouilles temporaires. Projet de recherche introduit par le CSTC, Rapport final, 2005.
- CUI Y.J. - Thèse de Doctorat, Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1993.

- CUI Y.J., DELAGE P. et SULTAN N. - An elastoplastic model for compacted soils. 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris, Vol. 2, pp.703-709, 1995.
- CUI Y.J. et DELAGE P. - Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. Géotechnique, Vol. 46, pp.291-311, 1996.
- CUI Y.-J. et DELAGE P. - Sols non saturés, Applications au calcul des ouvrages. Techniques de l'Ingénieur, traité construction, c303, 27 p, 2003.
- CUISINIER O. et MASROURI F. - Comportement hydromécanique d'un sol gonflant compacté sous très fortes suctions / Hydromechanical behaviour of a compacted swelling under very high suctions. Science Direct - Elsevier, C.R. Mécanique 331, pp.203-210, 2003.
- DAHLIN T. et ZHOU B. - A numerical comparison of 2D resistivity imaging with 10 electrode arrays. Geophysical Prospecting, European Association of Geoscientists & Engineers, Vol. 52, pp.379-398, 2004.
- DAQLink II System - 24 bit acquisition system - User's manual Seismic source Co., 2002.
- DAS B.M. - Principles of Geotechnical Engineering. United States : Thompson. 417p., 2007.
- DEBEGLIA N., BITRI A. et THIERRY P. - Karst investigations using microgravity and MASW; Application to Orléans, France. Near Surface Geophysics, European Association of Geoscientists & Engineers, pp.215-225, 2006.
- DELAGE P. - Aspects du comportement des sols non saturés. Revue Française de Géotechnique, Vol. 40, N° 3, pp.33-43, 1987.
- DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R. et DE LAURE E. - Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. Comptes rendus de la 9^{ième} Conférence Européenne de Mécanique des sols et des Travaux de Fondations, Vol. 1, pp.26-28, Dublin, 1987.
- DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R. et VICOL T. - Suction controlled testing of unsaturated soils with an osmotic consolidometer - Proceedings 7th International Conf. On expansive Soils, Dallas, pp. 206-211, 1992.
- DELAGE P. et GRAHAM J. - Mechanical behaviour of unsaturated soils : Understanding the behaviour of unsaturated soils requires conceptual models, Proc. Unsaturated Soils, Paris, pp.1223-1256, 1995.
- DELAGE P., HOWAT M.D. et CUI Y.J. - The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. Engineering Geology 50, pp.31-48, 1998.
- DELAGE P. et CUI Y.J. - L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection : Techniques de l'Ingénieur, C301, 20p., 2001a.
- DELAGE P. et CUI Y.J. - Comportement mécanique des sols non saturés. Extrait de la collection : Techniques de l'Ingénieur, C302, 19p., 2001b.
- DELAGE P. et CUI Y.J. - Sols non saturés. Applications au calcul des ouvrages. Extrait de la collection : Techniques de l'Ingénieur - Traité Construction, C303, 27p., 2003.

- DOUGLAS J., ROULE A., DOMINIQUE P., MAURIN C. et DUNAND F. - Traitement des données accélérométriques du conseil général de la Martinique. Rapport final, BRGM/RP-53906-FR, 63p., 2005.
- DUNCAN J.M. et WRIGHT S.G. - Soil strength and slope stability. John Wiley and Sons, Inc. 297p, Hoboken, New Jersey, 2005.
- ELEC - Un programme d'interprétation de sondages électriques. Université de Liège, SCHITTEKAT J. et SCHROEDER C., 1978. Copyright DEMANET D., 1993.
- ESCARIO V. - Suction controlled penetration and shear tests. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils II, Denver, pp.781-797, ASCE, 1980.
- ESCARIO V. et SAEZ J. - The shear strength of partly saturated soils. Géotechnique, Vol. 36, N° 3, pp.453-456, 1986.
- ESCARIO V. et JUCA J. - Strength and deformation of partly saturated soils. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils, 1989.
- ESCARIO V. - Strength and deformation testing of soils under controlled suction. Coll. Sur les sols non saturés, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 1990.
- FAURE R.M. - L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Revue Française de Géotechnique, 2000.
- FAURE R.M., BURLON S., GRESS J.C. et ROJAT F. - New models linking piezometric levels and displacements in a landslide. European Slope Stability Symposium, Rybar, Prague, 6p, 2002.
- FELLENIUS W. - Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion. Berlin, Ernst, 1927.
- FELLENIUS W. - Calculation of the stability of earth dams. Transactions of the 2nd Congress on Large Dams, Washington, Vol. 4, pp.445-462, 1936.
- FIELD H. et JACOB K.H. - A comparison and test of various site-response estimation techniques, including three that are not reference-site dependent. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 85, N° 4, pp.1127-1143, 1995.
- FLEUREAU J.M. et KHEIRBEK-SAOUD S. - Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage-humidification. Paris, 23p., 1998.
- FREDLUND D.G. - A diffused air volume indicator for unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 12, pp.533-539, 1975.
- FREDLUND D.G. et MORGENSTERN N.R. - Stress state variables for unsaturated soils. ASCE J. Soil Mech. and Found. Eng., GT 5, pp.447-466, 1977.
- FREDLUND D.G. et KRAHN J. - Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, pp.429-439, 1977.
- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R. et WIDGER A. - The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp.313-321, 1978.
- FREDLUND D.G. - Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Second Canadian Geotechnical Colloquium. National Research Council of Canada, pp.121-139, 1979.

- FREDLUND D.G. et HASAN J.V. - One dimensional consolidation theory : unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, pp.521-531, 1979.
- FREDLUND D.G. - The shear strength of unsaturated soils and its relationship to slope stability problems in Hong Kong. Hong Kong Engineer, J. Hong Kong Inst. Engrs., April, pp.37-45, 1981a.
- FREDLUND D.G., KRAHN J., PUFAHL D.E. - The relation between limit equilibrium slope stability methods. Proceedings International Conference SMFE, Stockholm, Vol. 3, pp.16-409, 1981b.
- FREDLUND D.G. - Soils mechanics principles that embrace unsaturated soils. Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, USA, pp.465-472, 1985.
- FREDLUND D.G. et RAHARDJO H. - Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour. Proceedings of the first international conference on Geomechanics in tropical lateritic and saprolitic soils, Brazilia, Brazil, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp.295-306, 1985.
- FREDLUND D.G. - Negative pore pressures in slope stability. Simposio sudamericano de deslizamientos, Paipa, Colombia, pp.226-256, 1989.
- FREDLUND D.G., KRAHN J. et KLASSEN M.J. - Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 26, pp.269-278, 1989.
- FREDLUND D.G. - Negative pore-water pressures in slope stability. Proceedings, South America symposium on slope stability, Paipa, Columbia, 31p., 1989.
- FREDLUND D.G. et RAHARDJO H. - Involving negative pore-water pressures. Proceedings of the international conference on slope stability, Institution of Civil Engineers, Shanklin, Isle of Wight, pp.43-49, England, 1991.
- FREDLUND D.G. et RAHARDJO H. - Soils mechanics for unsaturated soils. A. Wiley - Interscience Publication, John Wiley and Sons, Inc.517p., 1993.
- FREDLUND D.G. et RAHARDJO H. - Effect of pore-air and negative pore-water pressures on stability at the end-of-construction. Proceedings International Conference on Dam Engineering, Johor, Bahru, 8p., 1993.
- FREDLUND D.G. et XING A. - Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, pp.521-532, 1994.
- FREDLUND D.G. - The stability of slopes with negative pore-water pressures. Ian Boyd Donald Symposium, Monash University, Melbourne, Australia, 18p., 1995.
- FREDLUND D.G., VANAPALLI S.K., XING A. et PUFAHL D.E. - Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve / Prédiction de la résistance au cisaillement d'un sol non saturé en utilisant la courbe de rétention d'eau. Departement of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, pp.63-69,1995.

- FREDLUND D.G. - The scope of unsaturated soil mechanics : An overview / L'étendue de la mécanique des sols non saturés : Une vue d'ensemble. Proceedings of the first international conference on unsaturated soils, Paris, France, pp. 1155-1177, 1995.
- FREDLUND D.G., XING A., FREDLUND M.D. et BARBOUR S.L. - The relationship of the unsaturated soil shear strength function to the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, Volume 32, pp.440-448, 1996.
- FREDLUND M.D., FREDLUND D.G. et WILSON G.W. - Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties. Proceedings, Third brazilian symposium on unsaturated soils, Rio de Janeiro, Brazil, pp.13-23, 1997.
- FREDLUND D.G. et VANAPALLI S.K. - Shear strength of unsaturated soils. Agronomy Soil Testing Manual - Agronomy Society of America, pp.329-361, 2002.
- FREDLUND D.G. - Slope stability hazard management systems. Journal of Zhejiang University Science A, pp.1696-1711, 2007.
- GANJIAN N., PISHEH Y.P. et HOSSEINI S.M.M.M. - Prediction of soil-water characteristic curve based on soil index properties. Proceedings in Physics : Experimental Unsaturated Soil Mechanics. Volume 112, Part VI, pp.355-367, 2007.
- GAVIN K. et XUE J. - A simple method to analyze infiltration into unsaturated soil slopes. Elsevier - Science Direct, Computers and Geotechnics, Vol.35, pp.223-230, 2008.
- GOOGLE EARTH - logiciel permettant une visualisation de la Terre avec un assemblage de photographies aériennes ou satellitaires. Google, 2010.
- GOUEDARD P., YAO H. et VAN DER HILST R.D. - Surface-wave eikonal tomography in a scattering environment. Earth Ressources Laboratory - MIT, and Arie Verdel, Shell International Exploration & Production B. V., SEG Denver 2010 Annueal Meeting, pp.1919-1922, 2010.
- GRANDJEAN G. et SAGE S. - JaTS : a fully portable seismic tomography software based on Fresnel wavepaths and a probabilistic reconstruction approach. Elsevier - Computers & Geosciences, Vol. 30, pp.925-935, 2004.
- GRILLA - A software tool created to access to, store, manage and analyze the Tromino and SoilSpy Rosina recordings. 2007.
- GUAN Y. et FREDLUND D.G. - Use of tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp.604-614, 1997.
- GUEYE I. - Résistance au cisaillement des sols non saturés et stabilité des pentes. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1993.
- GUILLIER B., ATAKAN K., CHATELAIN J.L., HAVSKOV J., OHNRBERGER M., CARA F., DUVAL A.M., ZACHAROPOULOS S. et TEVES-COSTA - The SESAME team - Influence of instruments on the

- H/V spectral ratios of ambient vibrations. Bull Earthquake Eng., Vol. 6, pp.3-31, 2008.
- HAGHSHENAS E., BARD P.Y. et THEODULIDIS N. - The SESAME WP04 team - Empirical evaluation of microtremor H/V spectral ratio. Bull Earthquake Eng., Vol. 6, pp.75-108, 2008.
 - HAMIMU L., SAFANI J. et NAWAWI M. - Improving the accurate assessment of a shear-wave velocity reversal profile using joint inversion of the effective Rayleigh wave and multimode Love wave dispersion curves. Near Surface Geophysics, European Association of Geoscientists & Engineers, Vol. 9, pp.1-14, 2011.
 - HAYASHI K. et SUZUKI H. - CMP cross-correlation analysis of multi-channel surface-wave data. Exploration Geophysics 35, pp.7-13, 2004.
 - HEINCKE B., MAURER H., GREEN A.G., WILLENBERG H., SPILLMANN T. et BURLINI L. - Characterizing an unstable mountain slope using shallow 2D and 3D seismic tomography. Geophysics, Vol. 71, N°6, pp.B241-B256, 2006.
 - HERMANN R. - Computer programs in seismology. Saint Louis University, Mo., USA, 1987.
 - HILLER D. - Fundamentals of soil physics. Academic press, 413 p., 1980.
 - HOLTZ R.D. et KOVACS W.D. - An introduction to geotechnical engineering. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey 07632, pp.167-175, 1991.
 - IBC - INTERNATIONAL BUILDING CODE - Internationally, code officials recognize the need for a modern, up-to-date building code addressing the design and installation of building systems through requirements emphasizing performance. International Code Council, Inc., 2009.
 - JANBU N. - Application of composite slip surfaces for stability analysis. Proceedings of the European Conference on the Stability of Earth Slopes, Stockholm, Vol. 3, pp.43-49, 1954.
 - JENNINGS J.E. - A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. Proceedings of the conference on the pore pressure and suction in soils, Butterworth, London, pp.26-30, 1960.
 - JENNINGS J.E.B. et BURLAND J.B. - Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Géotechnique, Vol. 12, N° 2, pp.125-144, 1962.
 - KAHR G. et MADSEN F.T. - Determination of the cation exchange capacity and the surface area of bentonite, illite and kaolinite by methylene blue adsorption. Elsevier Science, Applied clay science 9, pp.327-336, 1995.
 - KARL L., FECHNER T., SCHEVENELS M., FRANCOIS S. et DEGRANDE G. - Geotechnical characterization of a river dyke by surface waves. Near Surface Geophysics, European Association of Geoscientists & Engineers, Vol. 9, 14p., 2011.
 - KHALILI N. et KHABBAZ M. H. - A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. Géotechnique, Vol. 48, N° 5, pp.681-687, 1998.

- KIM J., JEONG S., PARK S. et SHARMA J. - Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils. Elsevier - Science Direct, Engineering Geology Vol. 75, pp. 251-262, 2004.
- KISEYA TSHIKALA F., KAUFMANN O. et DECEUSTER J. - Essai de caractérisation géophysique des formations superficielles par transparence sismique. Application à la tomographie entre forages. 6^{ème} colloque GEOFCAN, Bondy, France, pp.39-42, 2007.
- KOGA Y., MIKI H., HIGAKI D., KATO H., MATSUO O., SASAHARA K. et TSUCHIYA C. - Glissements de terrain. Techniques d'évaluation du risque. Comité technique AIPCR des Terrassements, Drainage, Couche de Forme, 1997.
- KRAHN J. - The 2001 R.M. Hardy Lecture : The limits of limit equilibrium analyses. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, pp.643-660, 2003.
- KRAHN J. - Stability modelling with SLOPE/W. An Engineering Methodology, First Edition, Printed in-house by GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alberta, Canada, pp.101-104, 2004a.
- KRAHN J. - Limit equilibrium, strength summation and strength reduction methods for assessing slope stability. First Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium, Vancouver, BC, Canada, 8p., 2007.
- LACHET C. et BARD P.Y. - Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of Nakamura's technique. Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique, J. Phys. Earth, Vol. 42, N^o.5, pp.377-397, 1994.
- LAMBE T.W. - Predictions in soils engineerings, Geotechnique, 23, 1973.
- LECLERCQ J. et VERBRUGGE J.C. - Propriétés géomécaniques des sols non saturés. Compte-rendu Coll. Int. sur le Travail du Sol, Faculté des Sciences Agronomiques de Gembloux, Gembloux, Belgique, pp.1-8, 1985.
- LEE I.K. - Soils mechanics - selected tropics. Butterworth, London, England, pp.67-73, 1968.
- LEFEBVRE O. et LYON LYNCH T. - Influence de la succion dans le sol sur la stabilité des talus - Glissement de Kenscoff. Travail de Fin d'Etude (TFE), Université catholique de Louvain, 2008.
- LERMO J. et CHAVEZ-GARCIA F.J. - Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 83, N^o.5, pp.1574-1594, 1993.
- LI X.L. - Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de doctorat, Université de Liège, 2000.
- LOKE M.H. et BARKER R.D. - Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method. Geophysical Prospecting, Vol. 44, pp.131-152, 1996.
- MAGNAN J.P. - L'eau dans le sol. Techniques de l'Ingénieur - Traité Construction, C212, 22p., 2000.
- MAGNAN J.P. - Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation - Techniques de l'Ingénieur - Traité Construction, C214, 23p., 2000.

- MANTHO A.T. - Echange sol - Atmosphère - Application à la sécheresse. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.
- MARCUSON W.F., HYNES M.E. et FRANKLIN A.G. - Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments. *Earthquake Spectra*, Vol. 6, pp.529-572, 1990.
- MARI J.L., ARENS G., CHAPELIER D., GUADIANI P. - Géophysique de gisement et de génie civil. Publication de l'Institut Français du Pétrole - Editions technip, Paris, France, 1988.
- MASEKANYA J.P. - Stabilité des pentes et saturation partielle. Etude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de doctorat, Université de Liège, 2008.
- MATSUSHI Y. et MATSUKURA Y. - Cohesion of unsaturated residual soils as a function of volumetric water content. *Bull. Eng. Geol. Env.*, Vol. 65, pp.449-455, 2006.
- MATYAS E.L. et RADHAKRISHNA H.S. - Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, Vol. 18, pp.432-448, 1968.
- MILLER R.D., PULLAN S.E., WALDNER J.S. et HAENI F.P. - Field comparison of shallow seismic sources. *Geophysics*, Vol. 51, N^o.11, pp.2067-2092, 1986.
- MILLER R.D., XIA J., PARK C.B. et IVANOV J. - Multichannel analysis of surface waves to map bedrock. Kansas Geological Survey, Lawrence, Kansas, USA, 6p., 1999.
- MITCHELL J.K. - Fundamentals of soil behaviour, John Wiley and Sons, 1976.
- MORGENSTERN N.R. et PRICE V.W. - The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, Vol. 15, pp.79-93, 1965.
- MOUROUX P., MARGON P. et PINTE J.C. - La construction économique sur les sols gonflants. *Manuels et méthodes*, Vol. 14, BRGM, France, 1989.
- NAKAMURA Y. - A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Geotechnical Engineering & Disaster Prevention Laboratory*, Vol. 30, N^o.1, 1989.
- NAKAMURA Y. - Real-time information systems for seismic hazard mitigation UREDAS. HERAS and PIC. *Q.R.R.T.R.I.*, Vol. 37, pp.112-127, 1996a.
- NAKAMURA Y. - Real-time information systems for hazards mitigation. In : *Proceedings of the 11th world conference on earthquake engineering*, Acapulco, Mexico, 1996b.
- NEWMARK N.M. - Effects of Earthquakes on dams and embankments. 5^{ème} Conférence Rankine, *Géotechnique*, Vol.15, N^o.2, 1965.
- NOGOSHI M. et IGARASHI T. - On the amplitude characteristics of ambient noise (part 2). *J Seismol Soc Japan*, Vol.24, pp.26-40, 1971.
- OBERG A.L. - Matrix suction in silt and sand slopes. *Significance and Practical Use in Stability*, 1997.

- PANDA - Pénétrromètre dynamique léger à énergie variable - Notice d'utilisation du PANDA 2., Version 1.05, Peintamelec Ingenierie, Sol Solution, 2005.
- PARK C.B., MILLER R.D., XIA J. et IVANOV J. - Multichannel analysis of surface waves. Geophysics, Society of Exploration Geophysicists, Vol. 64, N^o.3, 1999.
- PARK C.B., MILLER R.D., XIA J. et IVANOV J. - Seismic characterization of geotechnical sites by multichannel analysis of surface waves (MASW) method. Kansas Geological Survey, The University of Kansas, Lawrence, Kansas, USA, 16p., 2005.
- PETTERSON K. E. - The early history of circular sliding surfaces. Géotechnique, Vol. 5, pp.275-296, 1955.
- PHILIPPONNAT G. et HUBERT B. - Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles, 3^{ème} édition, 548 p., 2002.
- PREPETIT C., MILDOR S.L., JEAN-LOUIS H., JEANNITE M., GRAY J. - Rapport de reconnaissance géologique sur le glissement de terrain survenu à Mahotière (Kenscoff). Bureau des Mines et de l'Energie - Direction de la Géologie et des Mines, 19p., 2006.
- PREPETIT C. et DESHOMMES J.M. - Rapport sur le glissement de terrain à Musseau, Impasse Avalon. Bureau des Mines et de l'Energie, 8p., 2008.
- PREPETIT C., JEAN-LOUIS H., JEAN-BAPTISTE M., SAINT-LOUIS D. - Rapport sur le glissement de terrain survenu à Kenscoff/Bongars. Bureau des Mines et de l'Energie - Direction de la Géologie et des Mines, 13p., 2012.
- PUECH A., RIVOALLAN X. et CHEREL L. - The use of surface waves in the characterisation of seabed sediments : development of a MASW system for offshore applications. Colloque "Caractérisation in situ des fonds marins", SEATECH WEEK, Brest, France, 2004.
- REDPATH B.B. - Seismic refraction exploration for engineering site investigations. Explosive Excavation Research Laboratory Livermore, California, NTIS, 1973.
- RENALIER F. - Caractérisation sismique de sites hétérogènes à partir de méthodes actives et passives : variations latérales et temporelles. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble I, 2010.
- RES2DINV ver. 3.59 - Rapid 2-D resistivity & IP inversion using the least-squares method. Geoelectrical imaging 2D & 3D, Geotomo Software, 2010.
- REY E. - Caractérisation de sols hétérogènes par des méthodes géophysiques. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble 1, 2005.
- REYNOLDS J.M. - An introduction to applied and environmental geophysics. Reynolds Geo-Sciences Ltd, UK, 2003.
- RIDLEY A.M. et BURLAND J.B. - A new instrument for the measurement of soil moisture suction. Géotechnique, Vol. 43, pp. 321-324, 1993.
- RIDLEY A.M. et WRAY W.K. - suction measurement: a review of current theory and practices. Proceedings 1st International Conference on

- Unsaturated Soils (UNSAT'95), Paris, France, Presses ENPC, Vol. 3, pp.1293-1322, 1995.
- RITZ M., ROBAIN H., PERVAGO E., ALBOUY Y., CAMERLYNCK C., DESCLOITRES M. et MARIKO A. - Improvement to resistivity pseudosection modelling by removal of near-surface inhomogeneity effects : application to a soil system in south Cameroon. *Geophysical Prospecting*, Vol. 47, pp.85-101, 1999.
 - ROMDHANE A., GRANDJEANY G., BROSSIER R., REJIBAZ F., OPERTO S. et VIRIEUX J. - Shallow-structure characterization by 2D elastic full-waveform inversion. *Geophysics*, Vol. 76, N° 3, 13p., 2011.
 - ROULLÉ A. - Les effets de site lithologiques et topographiques. Formation microzonage sismique, BRGM, France, 2012.
 - SARDINE v 1.0 - User's manual - a software for the interpretation of radar and seismic data by tomography. Université de Liège, Laboratoires de Géologie de l'Ingénieur, d'Hydrogéologie et de Prospection Géophysique, 2000.
 - SCHLOSSER F. et DORMIEUX L. - Talus et soutènements en dynamique des sols. - Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - *Revue française de Géotechnique* N° 37, pp.40-60, 1986.
 - SEED H.B. - A method for earthquake resistant design of earth dams. *Journal of the soil mechanics and foundations divisions*, ASCE, Vol.92, N° SM2, 1966.
 - SEED H.B. et MARTIN G.R. - The seismic coefficient in earth dam design. *Journal of the soil mechanics and foundations divisions*, ASCE, Vol.92, N° SM1, 1966.
 - SEEP/W. 2007 - A software package for seepage modelling analysis. An Engineering Methodology, Fourth Edition, GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alta, 2010.
 - SEISIMAGER/2D™ Manual Version 3.3 - Windows software for analysis of surface waves. Pickwin v. 4.0.1.5 Module et Plotrefa v. 2.9.1.6 Module, Geometrics, Inc., 2009.
 - SESAME European research project - Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations. Measurements, Processing and Interpretation, 2004.
 - SLOPE/W. 2007 - A software package for slope stability analysis. An Engineering Methodology, Fourth Edition, GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alta, 2010.
 - SOCCO L.V. et STROBBIA C. - Surface-wave method for near-surface characterization : a tutorial. *Near Surface Geophysics*, Vol. 2, N° 4, pp.165-186, 2004.
 - SPENCER E. - A method of stability analysis of embankments assuming parallel inter-slice forces, *Géotechnique*, Vol. 17, pp.11-26, 1967.
 - TAILLANDIER C., NOBLE M., CHAURIS H. et CALANDRA H. - First-arrival traveltimes tomography based on the adjoint-state method. *Geophysics*, Vol. 74, N° 6, pp.WCB57-WCB66, 2009.
 - TERRAMETER SAS 4000/ SAS 1000 - Instruction Manual. ABEM Product Number, 2010.

- TERZAGHI K. - Mechanisms of landslides. Engineering Geology (Berkeley) Volume, Geological Society of America, Boulder, CO, pp.83-123, 1950.
- THIMUS J.-F. - Les Sols : formations, types de sols, nature et granulométrie, caractéristiques. Note de cours AUCE 1172, UCL, Belgique, 2011.
- TOKER N.K. - Improvements and reliability of MIT tensiometers and studies on soil moisture characteristic curves. MSc Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, Boston, US, 2002.
- TRAVELLETTI J., DEMAND J., JABOYEDOFF M. et MARILLIER F. - Mass movement characterization using a reflexion and refraction seismic survey with the sloping local base level concept. Elsevier B.V. - Science Direct, Geomorphology 116, pp.1-10, 2010.
- TROMINO - Portable Ultra-light seismic noise acquisition system. User's manual. Micromed S.P.A, 2006.
- TRUONG H.V.P. et HOLDEN J.C. - Soil suction measurement with transistor psychrometer. Proceedings 1st International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), Paris, France, Presses ENPC, Vol. 2, pp.659-665, 1995.
- VAN GENUCHTEN M. - A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci. Soc. Am., Vol. 44, pp.892-898, 1980.
- VANAPALLI S. K., FREDLUND D. G, PUFAHL D. E., CLIFTON A. W. - Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33 N^o.3, pp.379-392, 1996.
- VANAPALLI S.K., FREDLUND D.G. et PUFAHL D.E. - Interpretation of the shear strength of unsaturated soils in undrained loading conditions. Proceedings of the 52th Canadian Geotechnical Conference, Regina, Saskatchewan, 1999.
- VANAPALLI S.K. et FREDLUND D.G. - Empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils. Proceedings of the 11th Asian Regional Conference, Seoul, Korea, 1999.
- VANAPALLI S.K. et FREDLUND D.G. - Comparaison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. 2000.
- VERBRUGGE J.C. - Contribution à la mesure de la succion et de la pression interstitielle dans les sols non saturés. Thèse de doctorat, Université Libre de Bruxelles, 212p, 1974.
- VERBRUGGE J.C. - Emploi d'une méthode psychrométrique dans des essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol. 15, pp.501-509, 1978.
- VERBRUGGE J.C. et LECLERCQ J. - Propriétés géomécaniques des sols non saturés. Compte-rendu du Colloque sur le travail du sol, Faculté des Sciences Agronomique de Gembloux, 1985.
- VERBRUGGE J.C. - Techniques de mesure de la succion / pression capillaire en laboratoire. Formation Ecole doctorale, Belgique, 2008.
- VEREecken H., MAES J., FEYEN J. et DARIUS P. - Estimating the soil moisture retention characteristic from texture, bulk density, and carbon content. Soil Science, Vol. 148, N^o 6, pp.389-403, 1989.

- VILAR O.M. - Suction controlled oedometer tests on a compacted clay. Proceedings 1st International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), Paris, France, Presses ENPC, Vol. 1, pp.201-206, 1995.
- WILLIAMS J. et SHAYKEWICH C.F. - An evaluation of polyethylene glycol PEG 6000 and PEG20000 in the osmotic control of soil water matric potential. Canadian Journal of Soil Science, Vol. 102, pp.394-398, 1969.
- WOODS R.D., RICHART F.E et HALL J.R. - Vibrations of soils and foundations - Reprinted by permission of Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1968.
- XANTHOULIS D. - Physique du sol. Unité d'Hydrologie et Hydraulique agricole. Formation Ecole doctorale, Belgique, 2008.
- XUE J. et GAVIN K. - Effect of rainfall intensity on infiltration into partly saturated slopes. Geotech. Geol. Eng. Vol. 26, pp.199-209, 2008.
- ZELT C.A., AZARIA A. et LEVANDER A. - 3D seismic refraction travelttime tomography at a groundwater contamination site. Geophysics, Vol. 71, N^o.5, pp.H67-H78, 2006.
- ZHOU J. et YU J.L. - Influences affecting the soil-water characteristic curve. Journal of Zhejiang University SCIENCE, pp.797-804, 2005.