

ACADEMIE UNIVERSITAIRE LOUVAIN



Ecole Polytechnique de Louvain
Institute of Mechanics, Materials and
Civil Engineering
Pôle Génie Civil et Environnemental

**Comportement des sols latéritiques compactés
dans les remblais et digues de retenue des rejets
miniers du Katanga (RDC)**

Par

Gustave MUKOKO KALENDA

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

Membres du jury:

Prof. Jean-François THIMUS (UCL/Belgique), Promoteur

Prof. Dominique NGOIE NSENGA (UNILU/RDC), Co-Promoteur

Prof. Grégoire WINCKELMANS (UCL/Belgique), Président

Prof. Philippe SONNET (UCL/Belgique), Secrétaire

Prof. Jean-Pierre TSHIBANGU (UMons/Belgique), Membre

Prof. Christian SCHROEDER (ULB/Belgique), Membre

Août 2014

DEDICACE

A ma famille:

- *à ma mère;*
- *à mon épouse;*
- *à mes enfants;*
- *à mes frères et sœurs;*
- *à mes neveux et nièces;*
- *à mes cousins et cousines;*
- *à mes oncles et tantes.*

A tous ceux qui me sont chers

REMERCIEMENTS

Au terme de ce long moment de durs sacrifice et labeur, qu'il me soit permis de rendre hommage et de remercier toutes les personnes physique et morale sans lesquelles l'accomplissement de ce travail ne serait qu'une expérience mélancolique.

Que Monsieur Jean-François THIMUS, Professeur au pôle Génie Civil et Environnemental de l'Université Catholique de Louvain et Promoteur de ma thèse trouve ici l'expression de toute ma profonde gratitude pour les longues heures de travail qu'il m'a consacrées. Sa compétence, sa disponibilité et sa gentillesse m'ont été d'un soutien de tous les instants, sans lequel je n'y serais pas arrivé. Il m'a fait l'honneur en m'acceptant et en me permettant de travailler sous sa direction, alors qu'il ne me connaissait même pas, j'étais vraiment un anonyme et il n'était au courant ni de ma personnalité, ni de mes compétences scientifiques, pourtant il m'a fait confiance en m'intégrant dans son équipe de recherche. Il a vite, par son expérience, compris que je n'avais aucune expérience de laboratoire et a concocté pour moi un programme et une méthodologie appropriés. Toujours à l'écoute, il a su intervenir partout, même quand j'avais de difficultés d'obtenir le visa et même les bourses. C'est à lui que je dois cette thèse.

A tout Seigneur, tout honneur! Il serait injuste de ma part, d'attendre plus longtemps pour exprimer ma reconnaissance à mon co-promoteur et aux membres de mon comité d'accompagnement.

Que Monsieur Dominique NGOIE NSENGA, Professeur au département des Mines de l'Université de Lubumbashi et co – promoteur de ma thèse daigne accepter ma gratitude pour son encadrement en local et les temps qu'il a consacré pour des signatures des documents administratifs relatifs aux bourses d'études.

Que Messieurs Jean-Pierre TSHIBANGU et Christian SCHROEDER, respectivement Professeurs à l'Université de Mons et à l'Université Libre de Bruxelles, acceptent ma reconnaissance. Leurs critiques scientifiques et pertinentes, lors de différentes réunions de comité et des discussions que nous avons eues tout au long de cette aventure scientifique, m'ont permis de réorienter et de recadrer ma façon de voir les choses pour ainsi arriver aux résultats obtenus. Sincèrement merci pour avoir permis que je profite ainsi de vos longues années d'expérience.

Autres membres de mon jury, Monsieur Grégoire WINCKELMANS, Professeur à l'UCL, Président de l'iMMC ainsi que Monsieur Philippe SONNET, également Professeur à l'UCL, respectivement Président et Secrétaire de mon jury, je dis grandement merci d'avoir accepté cette lourde responsabilité quoi qu'on vous ait pris presque à pied levé.

Je m'en voudrais, de ne pas remercier toute l'équipe du pôle Génie Civil et Environnemental (GCE) dans laquelle j'ai été accepté et intégré avec enthousiasme. Merci à tout le personnel tant académique, scientifique, technique et administratif, un personnel sympathique qui m'a marqué positivement, toujours à l'écoute de mes demandes et prêt à rendre service. Une reconnaissance particulière s'adresse à Francis GOFFIN et Stéphane GORSKI, les deux techniciens du laboratoire de mécanique des sols pour leur conseil et surtout les temps qu'ils m'ont consacrés pour les différents essais réalisés. Mes remerciements d'adressent aussi aux responsables et techniciens des autres laboratoires de l'UCL et de l'ULB qui nous ont reçu et aidé à réaliser d'autres manipulations. Je pense à Philippe SONNET et à Anne ISERANTANT du pôle Analyse Chimique des Matériaux de l'Environnement (ACME) pour les analyses chimiques et la diffraction des rayons X; à Laurence RYELANDT du pôle Matériaux et génie des procédés (IMAP) pour la MEB; à Mathieu JAVAUX et à Frédéric LAURENT du pôle Génie rural, laboratoire de physique de sol pour les courbes de rétention; à Bertrand FRANCOIS, Amid HASHEMID et Nicola KANU du Laboratoire Jacques VERDEYEN de l'ULB pour les essais triaxiaux.

Quoi de plus frustrant que d'être tout le temps séparé de sa famille pour des raisons d'études. Je remercie ma tendre épouse Brigitte KAKUMBI et mes enfants Betty MUKOKO, Norah MUKOKO, Astrid MUKOKO et Nathan MUKOKO pour avoir souffert et supporté cet éloignement pendant toute la période de mes recherches, surtout que les deux derniers sont nés alors que j'étais à Louvain. Merci à mon épouse pour avoir enduré cela seule. Que ma mère, mes frères et sœurs trouvent ici ma gratitude pour leur soutien et l'assistance qu'ils ont apportés à ma famille en mon absence. Une pensée pieuse à mon feu père Gustave MUKOKO, qui m'a vu commencer cette thèse et que le destin a arrachée prématurément à mon affection avant que je ne l'aie achevée. Paix à ton âme Papa.

Mes sentiments de gratitude à l'Etat belge à travers la CTB pour m'avoir permis de commencer cette thèse en m'octroyant une bourse et quatre séjours de quatre mois chacun en Belgique, avec une formation complémentaire sur le dos, pas facile d'atteindre le cap dans le délai. Grand merci à la CIUF/CUD pour m'avoir permis de terminer en m'accordant un cinquième séjour de six mois.

Enfin, merci aux collègues avec qui nous avons commencé nos recherches doctorales, Jean SHIMATU, Jean-BERTHOMIEUX, Kelly GUERRIER, Allani MALEK, Nicolas DENIS et Valérie WHENHAM.

RESUME

L'utilisation des latérites comme matériaux de construction dans les pays tropicaux, notamment dans les remblais routiers et les digues de retenue de rejets miniers est fortement accrue. Après leur mise en place dans les parcs à résidu pour endiguer les rejets miniers afin d'éviter la pollution diffuse dans l'environnement, ces matériaux latéritiques sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques. Dans la plupart des cas de ruptures des digues, le claquage hydraulique est la cause principale évoquée. Plusieurs auteurs ont analysé les propriétés des sols sous sollicitations mécanique et hydrique. Toutefois, ces analyses ne tiennent pas compte de l'influence chimique du liquide percolant la matrice de sol chimisorbé.

Ce travail analyse le comportement hydromécanique des latérites compactées et percolées par des effluents liquides de nature chimique différente. L'eau déminéralisée a été prise comme référence. Les tests ont inclus les mesures de la compressibilité, de la résistance au cisaillement et de la conductivité hydraulique saturée quand les éprouvettes ont été saturées avec les différents liquides (eau déminéralisée et effluents liquides émanant des concentrateurs.).

Un vaste programme expérimental de laboratoire a donc été effectué pour déterminer les propriétés hydromécaniques des sols latéritiques non pollués et de ceux contaminés par les effluents des concentrateurs. Les résultats montrent que les effluents liquides émanant des concentrateurs affectent les limites d'Atterberg, les paramètres de compressibilité et de résistance au cisaillement. Les caractéristiques chimiques et la conductivité hydraulique saturée des sols latéritiques compactés dans les digues de retenue des rejets miniers sont sensiblement affectées.

L'effluent liquide acide diminue la limite de liquidité, par contre la limite de liquidité (w_L) subit une légère augmentation dans l'effluent liquide basique. Concomitamment nous avons observé une augmentation de l'indice de plasticité pour l'effluent acide et une diminution de l'étendue de la zone plastique pour l'effluent basique. La conductivité hydraulique saturée varie dans le même sens, elle croît pour les éprouvettes percolées par l'effluent liquide acide. Pour des éprouvettes compactées à la même densité

de l'optimum Proctor normal, la compressibilité est grande pour le sol latéritique saturé par l'effluent liquide acide, la cohésion effective décroît et l'angle de frottement interne effectif croît. Les mesures de pH de sol latéritique contaminé avec l'effluent liquide basique ont indiqué une légère augmentation de valeurs de pH. Ceci est aussi accompagné d'une légère augmentation de la capacité d'échange cationique du sol.

L'effet des succion et densité initiales avant l'imbibition a aussi été examiné. Ces analyses révèlent que les sols latéritiques sont susceptibles à l'effondrement lors du passage de l'état partiellement saturé à l'état saturé, (sur chemin de mouillage).

Cependant, des changements structurels causés par la saturation et la densité initiales des éprouvettes semblent être plus importants pour expliquer le comportement volumétrique et déviatorique que l'interaction chimique.

Le travail présente enfin une modélisation qui débouche sur des modèles mathématiques de prédiction de la compressibilité, et de la perméabilité des sols latéritiques compactés. Ces modèles mathématiques se basent sur les paramètres d'état et les paramètres mécaniques.

Mots-clés : Sol latéritique – pollution – effluent liquide – saturation - comportement hydromécanique – déviatorique - compressibilité – consolidation - perméabilité – digue de retenue – rejets miniers

ABSTRACT

The use of laterites as building materials in the tropical countries, in particular in the road embankments and restraint dikes of mining discharge is strongly increased. After their implementation in tailings sites to dyke the mining discharges to avoid diffuse pollution in the environment, these lateritic materials are submitted to complex solicitation which can influence in a very important way their hydromechanical properties. In most of the cases of breaks of dikes, hydraulic fracturing is the evoked main cause. Several authors analyzed the properties of soils under mechanic and hydric solicitation. However, these analyses do not take into account the chemical influence of the liquid percolating the matrix of ground

This work analyzes the hydromechanical behavior of compacted laterites percolated by liquid effluents with different chemical nature. Demineralized water was studied as reference case. The tests included the measurement of compressibility, shear strength and saturated hydraulic conductivity when the specimens were imbibed with the different fluids. (demineralized water and wastewater effluents emanating from concentrators.)

A vast experimental program of laboratory was thus led to determine the hydromechanical properties of not polluted lateritic soils and those contaminated by wastewater effluents from concentrators. The results showed that wastewater effluents emanating from concentrators affect the Atterberg limits, compressibility and shear strength parameters. Chemical characteristics and saturated hydraulic conductivity of compacted lateritic soils in the restraint dikes of the mining discharges are significantly affected.

The acid liquid effluent decreases the liquidity limit; on the other hand the liquidity limit (w_L) undergoes a light increase in the basic liquid effluent. Concomitantly we observed an increase of the plasticity index for the acid effluent and a decrease of plastic zone for the basic one. The saturated hydraulic conductivity varies in the same way, it grows for specimens percolated with the acid liquid effluent. For specimens compacted with the same density of the normal optimum Proctor, the compressibility is high for the saturated lateritic soil imbibed with the acid liquid effluent, the effective

cohesion decreases and the effective angle of internal friction grows. The measurement of lateritic soil's pH contaminated with the basic liquid effluent indicated a light increase in value of pH. This is also accompanied with a light increase of the cation exchange capacity of the soil.

The effect of initial suction and density before imbibition was also investigated. These analyses reveal that lateritic soils are susceptible to collapse (show potential collapse) during passage of the partially saturated state to the saturated state, (on wetting path).

However, structural changes caused by the initial saturation and density of specimens seem to be more important for explaining the volumetric and deviator behavior than chemical interaction.

The work presents finally a modeling which leads into mathematical prediction's models of compressibility, and saturated hydraulic conductivity of compacted lateritic soils. These mathematical models base themselves on the state and mechanical parameters.

Keywords: lateritic soil - pollution – wastewater effluents - saturation - hydromechanical behavior - déviatoric - compressibility - consolidation - permeability - restraint dike - mining discharges

TABLE DES MATIERES

DEDICACE	I
REMERCIEMENTS	III
RESUME.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIERES	IX
LISTE DES FIGURES	XIII
LISTE DES ANNEXES	XVIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIX
NOMENCLATURE.....	XXI
INTRODUCTION GENERALE	XXV
A. ENJEU ET PROBLEMATIQUE (Le cadre de l'étude)	XXV
B. OBJECTIFS	XXVI
C. METHODOLOGIE	XXVII
PREMIERE PARTIE: SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	1
Chapitre I LES SOLS LATERITIQUES ET LES SITES DE KAKANDA ET DE KIPUSHI.....	3
I.1. LES LATERITES ET LES SOLS LATERITIQUES	3
I.1.1. Les latérites.....	3
I.1.2. Les sols latéritiques et ferrallitiques.....	9
I.1.3. Les constituants minéraux des latérites.....	11
I.1.4. Caractéristiques physico-mécaniques des latérites de la RDC...	15
I.1.5. Conclusion sur les latérites	16
I.2. LES SITES DE KAKANDA ET DE KIPUSHI	16
I.2.1. Introduction	16
I.2.2. Aperçu sur le katanga	17

I.2.3. Localisation des sites d'investigation	18
I.2.4. Aperçu sur les digues de kakanda.....	20
I.2.5. Aperçu sur les digues de kipushi	24
I.2.6. Méthodes de rehaussement des digues de retenue	27

**Chapitre II THEORIE DE CONSOLIDATION ET COMPORTEMENT DES
SOLS SATURES ET NON SATURES COMPACTES29**

II.1. INTRODUCTION	29
II.2. RAPPEL SUR LA THEORIE DE LA CONSOLIDATION	29
II.2.1. Principales causes des variations de volume du sol	30
II.2.2. Conclusion sur les variations de volume du sol.....	33
II. 3. DIFFERENTS ETATS DE SATURATION D'UN SOL.....	33
II.3.1. Définition	34
II.3.2. L'eau et le gaz dans le sol	35
II. 4. COMPORTEMENT HYDRIQUE ET COURBE DE RETENTION	40
II.4.1. Mesure de la succion	40
II.4.2. Courbe de rétention	43
II.4.3. Perméabilité à l'eau	46
II.4.4. Caractéristiques de perméabilité	48
II. 5. COMPORTEMENT MECANIQUE	50
II.5.1. Compressibilité - tassement.....	50
II.5.2. Paramètres de compressibilité et de consolidation	50
II.5.3. Compactage.....	53
II.6. EVOLUTION DE LA STRUCTURE EN FONCTION DE DIFFERENTES SOLlicitATIONS.....	56
II.6.1. Structure des sols.	56
II.6.2. Influence des sollicitations.	60
II.7. VARIABLES ETUDIEES	61
II.8. CONCLUSION	62

**Chapitre III APERCU SUR LES LOIS DE COMPORTEMENT ET LA
POLLUTION DES SOLS63**

III.1. LOIS DE COMPORTEMENT	63
III.1.1. Méthodes expérimentales et modèles de base	63
III.1.2. Elaboration d'une loi de comportement	64
III.2. LOIS DE COMPORTEMENT DES SOLS.....	64
III.2.1. Introduction	64
III.2.2. Lois de comportement élastique	65
III.2.3. Lois de comportement élastoplastique	71
III.2.4. Modèle de sol avec écrouissage (hardening soil model).....	78
III.2.5. Résumé des lois de comportement	83
III.2.6. Conclusions sur les lois de comportement	84
III.3. APERCU SUR LA POLLUTION DES SOLS.	84
III.3.1. Nature de la pollution des sols.....	85
III.3.2. Concept de pollution et polluants.....	85

TABLE DES MATIERES	XI
--------------------	----

III.3.3. Sites de decharge de residus miniers dans le copperbelt Congolais	87
---	----

DEUXIEME PARTIE: APPROCHE EXPERIMENTALE.....89

Chapitre IV CARACTERISATION DE LA LATERITE DES DIGUES DE KAKANDA ET DE KIPUSHI.....91

IV.1. INTRODUCTION	91
IV.2. ECHANTILLONNAGE	92
IV.3. ESSAIS EN LABORATOIRE	96
IV.3.1. Caractérisation physique	97
IV.3.2. Caractérisation minéralogique	109
IV.3.3. Caractérisation chimique	120
IV.3.4. Caractérisation mécanique	133
IV.3.5. Conclusions sur la caractérisation mécanique	167

Chapitre V APPROCHE COMPORTEMENTALE EN COMPRESSIBILITE ET EN CISAILLEMENT DES LATERITES COMPACTEES.....169

V.1. INTRODUCTION	169
V.2. COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE.....	170
V.2.1. Introduction	170
V.2.2. Comportement hydrique et courbe de rétention	171
V.2.3. Comportement mécanique	182

Chapitre VI IMPACTS DES EFFLUENTS LIQUIDES DES CONCENTRATEURS SUR LE COMPORTEMENT DES LATERITES COMPACTEES.....201

VI.1. COMPOSITION CHIMIQUE DES EFFLUENTS LIQUIDES	201
VI.2. INFLUENCE DE LA POLLUTION SUR LES PARAMETRES GEOTECHNIQUES.....	204
VI.2.1. Paramètres de consistance: limites et indices d'état	204
VI.2.2. Paramètres de consistance: argilosité	208
VI.3. EFFETS DE LA POLLUTION SUR LES PARAMETRES CHIMIQUES	209
VI.3.1. Influence des effluents liquides sur le pH de sol	209
VI.3.2. Influence des effluents liquides sur la CEC de sol	210
VI.4. IMPACT DE LA POLLUTION SUR LES PARAMETRES HYDRIQUES	213
VI.4.1. Influence des effluents liquides sur la courbe de retention	213
VI.4.2. Influence des effluents liquides sur la perméabilité	214
VI.5. IMPACT DE LA POLLUTION SUR LES PARAMETRES MECANIQUES	217
VI.5.1. Effet des effluents liquides sur la compressibilité	217
VI.5.2. Effet des effluents liquides sur les paramètres de cisaillement	228

TROISIEME PARTIE: MODELISATION	237
 Chapitre VII MODELES DE PREDICTION DU COMPORTEMENT	
MECANIQUE DES SOLS LATERITIQUES COMPACTES	239
VII.1. MODELE DE MOHR-COULOMB	239
VII.2. APPROXIMATION HYPERBOLIQUE DE KONDNER	241
VII.3. MODELE DE SOL AVEC ECROUISSAGE (HSM)	244
 Chapitre VIII PREDICTION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE	
SATUREE DES SOLS LATERITIQUES COMPACTES	247
VIII.1. EVALUATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE	247
VIII.1.1. Modèle de Kozeny-Carman modifié	250
VIII.1.2. Modèle de Carrier et Beckman (1984)	251
VIII.1.3. Modèle de Morris (2003)	252
VIII.1.4. Modèles proposés par Sivappulaiah et al. (2000)	253
VIII.2. CONFRONTATION DES CONDUCTIVITES HYDRAULIQUES	
PREDITES ET MESUREES	254
VIII.3. INTERPRETATION ET DISCUSSION	255
VIII.3.1. Comparaison de conductivités hydrauliques	255
VIII.3.2. Calibrage du coefficient Cg du modèle KCM	256
 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE	259
A. SYNTHESE	259
B. CONTRIBUTION	261
C. PERSPECTIVES	263
 BIBLIOGRAPHIE	265
 ANNEXES	275

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Schéma de répartition des couvertures latéritiques à la surface du globe. (Nahon 2003). [11]	6
Figure I-2: Schéma des profils types d'altération théorique dans le manteau latéritique (Bernard G. Pelletier, 2003) [15]	9
Figure I-3: Minéraux secondaires néoformés des latérites. [19]	14
Figure I-4: Répartition de trois groupes dans le copperbelt congolais [24] ..	19
Figure I-5: Carte géologique du Katanga [25]	20
Figure I-6: Vue de la grande digue de Kakanda	21
Figure I-7: Evolution des rehaussements de la grande digue de Kakanda ..	21
Figure I-8: Effondrement de la grande digue de Kakanda	22
Figure I-9: Schéma des désordres survenus dans la grande digue de KDA22	22
Figure I-10: Digue dans une Cross-Valley [26]	23
Figure I-11: Bassin de rétention et du concentrateur de Kakanda [27]	23
Figure I-12: Configurations de bassin unique à plusieurs digues [26]	24
Figure I-13: Ville de Kipushi, au Sud-Ouest de Lubumbashi [29]	24
Figure I-14: Vue satellitaire des bassins et digues de Kipushi [30]	25
Figure I-15: Photo de la troisième digue de Kipushi	26
Figure I-16: Profil en travers de la digue de Kipushi (EGMF)	26
Figure I-17: Méthodes de rehaussement des digues de retenue [27]	27
Figure II-1: Différents états de saturation d'un sol [43]	34
Figure II-2: Différents états de l'eau dans les sols	35
Figure II-3: Les différentes zones hydriques [46]	38
Figure II-4: Schématisation des différents états hydriques d'un sol: (1) état hygroscopique, (2) état pendulaire, (3) état funiculaire, (4) saturation [50]	38
Figure II-5: Début de la pénétration de l'air dans un sol granulaire, d'après Childs, 1969, (A), représentation schématique d'un sol non saturé, Interface air-eau-solide (B) [46] et effets de la succion sur les grains du sol (C) [45]	39
Figure II-6: Courbe d'étalonnage de la succion du papier-filtre Whatman n°42 (Amraoui 1996)	41
Figure II-7: Méthode du papier-filtre, Delage et al. (2001)	43
Figure II-8: Courbes de rétention de trois types de sols [50]	44
Figure II-9: Succion capillaire en fonction de la teneur en eau [59]	45
Figure II-10: Conductivité hydraulique en fonction de la pression interstitielle pour un limon Dysli (1991) [59]	47
Figure II-11: Effondrement du loess de Picardie à l'œdomètre (Delage P., Cui Y-J., 2001) [34]	52

Figure II-12: Courbes Proctor Normal et Modifié (Schaeffner, 1987) [32]....	54
Figure II-13: Influence du mode de compactage sur la masse volumique sèche (a) et sur les courbes contrainte-déformation (b) [32].....	55
Figure II-14: Différents types de microstructures de sols fins (Alonso, et al., 1987)[77].....	59
Figure III-1: Représentation de la loi hyperbolique (triaxiale) [94], [95].....	70
Figure III-2: Evolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales pour un matériau présentant des propriétés d'écrouissage [95].....	73
Figure III-3: Plastifications: modèles élastoplastiques avec écrouissage	78
Figure III-4: Définition du module œdométrique tangent. [97]	80
Figure III-5: Représentation du HSM dans le repère σ - ε_1 [97] [98]	81
Figure III-6: Surface de rupture et forme des surfaces de charge du HSM en cisaillement dans le plan (p-q) et dans l'espace (σ_1 , σ_2 , σ_3)	83
Figure III-7: Sites de décharge et répartition des rejets minéralurgique et métallurgiques à travers les trois groupes du Copperbelt Congolais [30].....	88
Figure IV-1: Sites de prélèvement des sols latéritiques	93
Figure IV-2: Vue satellitaire globale du site de Kakanda.....	94
Figure IV-3: Prélèvement des échantillons sur les digues.....	94
Figure IV-4: Courbes granulométriques de 4 échantillons	99
Figure IV-5: Fractions granulométriques de latérite sur l'échantillon brut ..	100
Figure IV-6: Fractions granulométriques du sol sur le tamisât au 2 mm	100
Figure IV-7: Classification triangulaire des sols fins	102
Figure IV-8: Limites et indices de consistance de deux échantillons	103
Figure IV-9: Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande (Inspiré de Casagrande, (1948) [110] [111], et de Mitchell, (1976) [112])	106
Figure IV-10: Positionnement des sols latéritiques dans la classification des sols du GTR (pour $D_{\max} \leq 50$ mm)	108
Figure IV-11: Diffractogramme de la fraction argileuse (Kakanda)	111
Figure IV-12: Diffractogramme de la fraction argileuse (Kipushi).....	112
Figure IV-13: Images MEB de la latérite de Kakanda.....	115
Figure IV-14: Images MEB couplée d'analyse minérale - Spectre (Rais k) de la latérite de Kakanda	115
Figure IV-15: Images MEB à faible et fort grossissement de la fraction sableuse de la latérite de Kipushi	116
Figure IV-16: Images MEB à faible (planche 1) et fort (planche 2) grossissement de la fraction sableuse de la latérite de Kipushi couplée à l'analyse chimique qualitative EDX	117
Figure IV-17: Images MEB à faible grossissement du sol brut de Kipushi.....	117
Figure IV-18: Images MEB de la fraction argileuse de la latérite de KSHI.....	118
Figure IV-19: Images MEB de deux fractions argileuses déferriée (à gauche) et non déferriée (à droite) de la latérite de Kipushi....	118
Figure IV-20: Spectres d'analyse chimique associés à la figure. IV-19.....	119
Figure IV-21: Spectres d'analyse chimique sur la fraction limoneuse fine de la latérite de Kipushi.....	119

Figure IV-22: Métaux non ferreux contenus dans les échantillons.....	126
Figure IV-23: Variation de pH au fil du temps.....	129
Figure IV-24 : Distribution des optimum Proctor Modifié dans les échantillons des carrières (a) et dans les sondages (b) (EGMF 2008)	134
Figure IV-25 : Courbe Proctor normal des latérites des digues.....	135
Figure IV-26 : Courbe de compressibilité œdométrique-(a) Latérite de Kakanda et (b) Latérite de Kipushi.....	140
Figure IV-27 : Courbe de compressibilité œdométrique –plan ($\log \sigma - \epsilon$)....	143
Figure IV-28 : Détermination de la contrainte verticale correspondant à l'OPN.....	144
Figure IV-29 : Consolidation pour chaque palier de chargement (E2)	146
Figure IV-30 : Gonflement et tassement en fonction du temps pour E5.....	146
Figure IV-31 : Consolidation pour l'essai E2 et paliers de chargement	147
Figure IV-32 : Calcul graphique du temps correspondant à 50 % de U	148
Figure IV-33 : Normalisation des courbes de consolidation pour 4 paliers	149
Figure IV-34 : Evolution de k en fonction de la contrainte effective σ'	151
Figure IV-35 : Evolution de k en fonction du temps (au perméamètre).....	151
Figure IV-36 : Courbes de consolidation théorique et expérimentale (E2).	152
Figure IV-37 : Evolution des Coefficients de consolidation (a) et de compressibilité (b) en fonction de la contrainte effective	153
Figure IV-38 : Vitesse de tassement dans la phase NC en fonction de σ'	153
Figure IV-39 : Appareil triaxial de révolution-Labo J. VERDAYEN (U.L.B.).....	156
Figure IV-40 : Courbes de consolidation des éprouvettes.....	158
Figure IV-41 : Cercles de Mohr et droites intrinsèques (sol de Kipushi)	160
Figure IV-42 : Chemins de contrainte vers l'état critique (sol de Kipushi) ..	161
Figure IV-43 : Diagrammes $q' - p$ et déviateurs – déformation axiale.....	162
Figure IV-44 : Diagramme pression d'eau- déformation axiale (Kakanda)	163
Figure IV-45 : Diagramme déviateur-déformation axiale (28334/3)	164
Figure IV-46 : Diagramme contraintes normalisées-déformation axiale.....	164
Figure IV-47 : Diagramme déviateur-contrainte moyenne (Kakanda)	164
Figure IV-48 : Détermination des modules de rigidité max. et sécants	166
Figure IV-49 : Evolution du module de rigidité sécant en fonction de σ_3	166
Figure V-1 : Vue générale du système du bac à sable.....	172
Figure V-2 : Dispositif des casseroles à pression.....	173
Figure V-3 : Courbes de désorption du sol latéritique de Kipushi	176
Figure V-4 : Préparation des éprouvettes pour la mesure de la succion par la méthode de papier-filtre.	178
Figure V-5 : Succion matricielle de la latérite compactée selon le chemin d'humidification du papier-filtre (calage des valeurs à partir des corrélations d'Amraoui, Oliveira et al et ASTM D-5298-94).....	180
Figure V-6 : Succion matricielle mesurée pour des éprouvettes compactées du sable de Parafita. [58].....	181
Figure V-7 : Diagramme Proctor normal et états à analyser pour le sol latéritique de Kipushi.....	185
Figure V-8 : Diagramme Proctor normal et états à analyser pour le sol latéritique de Kakanda	186

Figure V-9 : Courbes de compression œdométrique des latérites sous même degré de saturation (S_r) (Echantillon 28865/1).....	189
Figure V-10 : Courbes œdométriques des latérites sous même γ_d (KSHI).....	190
Figure V-11 : Courbes de compression œdométrique des latérites dans le plan ($\log \sigma'_v - e$) (Echantillon 28865/1).....	191
Figure V-12 : Courbes œdométriques des latérites dans le plan ($\sigma'_v - e$).....	193
Figure V-13 : Courbes de compression sous forte saturation	194
Figure V-14 : Courbes de compression des latérites - plan ($\sigma'_v - \Delta h/h$).....	195
Figure V-15 : Courbes de variation des déformations en fonction de la saturation initiale	196
Figure V-16 : Courbes de compression des latérites sous différentes saturations dans le plan ($\log \sigma'_v - e$).....	196
Figure V-17 : Courbes de compression des latérites sous différentes compacités dans le plan ($\log \sigma'_v - e$).....	197
Figure V-18 : Influence de l'état de saturation initiale des éprouvettes sur le déviateur à la rupture (UU).	199
Figure V-19 : Détermination des modules de rigidité sécants à 5% de ϵ_1	200
Figure VI-1 : Composition chimique des effluents liquides des bassins.....	202
Figure VI-2 : Concentration molaire des cations dans l'échantillon d'eau de Kipushi	203
Figure VI-3 : Charges équivalentes des cations dans l'échantillon d'eau de Kipushi	203
Figure VI-4 : Influence théorique des cations sur la double couche.....	204
Figure VI-5 : Evolution de la consistance des latérites en fonction du liquide saturant	206
Figure VI-6 : pH et CE des sols en fonction du liquide saturant	210
Figure VI-7 : Sites d'adsorption présents à la surface de minéraux argileux présentant une charge structurale [146]	211
Figure VI-8 : Courbe de rétention de sorption du sol latéritique de Kipushi pollué et non pollué.....	213
Figure VI-9 : Variation de k_{sat} des sols pollué et non pollué.	216
Figure VI-10 : Variation de n après essais en fonction de l'état initial	217
Figure VI-11: Influence de l'effluent acide sur les courbes œdométriques.....	220
Figure VI-12: Evolution du module $E_{œd}$ en fonction de γ_d et de w	221
Figure VI-13– Evolution de la constante de gonflement en fonction de γ_d et de w , pour les cas déminéralisé et pollué.....	222
Figure VI-14 : Influence du liquide saturant sur les courbes œdométriques	223
Figure VI-15 : Courbes de gonflement en fonction du liquide saturant	224
Figure VI-16: Courbes d'effondrement en milieu acide en fonction du degré de saturation initiale ($S_{r0} > 50\%$)	225
Figure VI-17: Courbes d'effondrement en milieu acide en fonction du degré de saturation initiale ($S_{r0} < 50\%$)	225
Figure VI-18: Courbes d'effondrement en milieu basique (sol de KDA).....	226
Figure VI-19 : Comparaison courbe œdométrique classique et courbe d'effondrement sous mêmes conditions.	227
Figure VI-20 : Cercle de Mohr et droite intrinsèque.....	229

Figure VI-21: Chemin de contraintes et lignes d'état critique pour KSHI.	229
Figure VI-22: Chemin de contraintes effectives et lignes d'état critique pour le sol de Kakanda.	230
Figure VI-23: Diagramme Déviateur – déformation axiale en CU	230
Figure VI-24 : Diagramme Pression interstitielle – Déformation axiale	231
Figure VI-25 : Diagramme Déviateur – déformation axiale en UU	232
Figure VI-26 : Variation du module de rigidité sécant en fonction de σ_3	233
Figure VI-27 : Définition du paramètre d'écrouissage, et de la contrainte à la rupture sous confinements élevé (a) et faible (b).	234
Figure VI-28: Rupture nette avec plan de glissement (a) et rupture en forme de tonneau (b).....	235
Figure VI-29: Variation du module d'écrouissage en fonction du confinement	235
Figure VII-1: Modélisation du comportement par la loi élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb.....	241
Figure VII-2: Courbes de déviateur normalisé, avec la pression de confinement en fonction de la déformation axiale	241
Figure VII-3: Détermination des paramètres du modèle hyperbolique.	242
Figure VII-4 : Approximation par la loi hyperbolique de Kondner (KSHI) ..	243
Figure VII-5 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation pour le sol de Kipushi.....	245
Figure VIII-1: Variation de k_{sat} en fonction du degré de compactage	255
Figure VIII-2 : Variation de k_{sat} en fonction du degré de compactage	256
Figure VIII-3 : Calibrage de la constante C_g du modèle de KCM.....	257
Figure VIII-4 : Comparaison de k_{sat} expérimentale et approchée avec le modèle de Kozeny-Carman Modifié ajusté. Pour la latérite de Kipushi	258

LISTE DES ANNEXES

N°	Titre de l'annexe
Annexe I	Niveaux de concentration admissible de métaux dans les rejets miniers (Code Minier de la RDC)
Annexe II	Diffractogramme des échantillons
Annexe III	Tableau des valeurs de pics (Å) [117]
Annexe IV	Imagerie MEB à faible et fort grossissement de la latérite de Kipushi et spectre d'analyse chimique qualitative
Annexe V	Calcul de la composition minéralogique des échantillons des latérites
Annexe VI	Détermination des modules de déformation (latérite de Kipushi)
Annexe VII	Influence de la saturation initiale des éprouvettes sur le déviateur et le module de rigidité sécant.
Annexe VIII	Résultats des essais de répétabilité au triaxial

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: Composition de différentes latérites [10].....	8
Tableau I-2: Minéraux secondaires néoformés des latérites. [18].....	13
Tableau I-3: Caractéristiques des latérites alumineuses et ferrugineuses ...	14
Tableau I-4: Caractéristiques des trois classes de graveleux latéritiques (GL) de la RDC [09].....	15
Tableau I-5: Paramètres géométriques de la grande digue de Kakanda	21
Tableau II-1: Corrélations de courbes d'étalonnage pour papier-filtre Whatman n°42	42
Tableau II-2: Quelques lois de perméabilité k_w en fonction de la succion s ou de la saturation S (Cui Y.J., 1993) [62]	47
Tableau III-1: Critère de plasticité de Mohr-Coulomb	76
Tableau III-2: Critère de plasticité de Tresca	77
Tableau III-3: Les paramètres de HSM.....	82
Tableau III-4: Résumé des modèles de comportement.....	83
Tableau IV-1: Description des échantillons.	95
Tableau IV-2: Organigramme des essais réalisés.....	96
Tableau IV-3: Récapitulatif des données des courbes granulométriques	97
Tableau IV-4: Caractéristiques physiques des latérites reconstituées.	98
Tableau IV-5: Résultat de l'analyse texturale	98
Tableau IV-6: Caractéristiques dimensionnelles et distribution granulométrique des sols	101
Tableau IV-7: Classes granulométriques d'un sol	101
Tableau IV-8: Critère de classification en fonction des états hydriques.	104
Tableau IV-9: Classification des sols	105
Tableau IV-10: Minéraux présents dans les échantillons	111
Tableau IV-11: Composition en matières humiques et en éléments solubles des échantillons	122
Tableau IV-12: Oxydes contenus dans les échantillons	123
Tableau IV-13: Composition minéralogique des échantillons de latérite.....	125
Tableau IV-14: Métaux non ferreux contenus dans les échantillons	126
Tableau IV-15: Cations échangeables et Capacité d'Echange Cationique	127
Tableau IV-16: CEC des minéraux argileux (d'après Dejou et al.) [122]....	128
Tableau IV-17 : pH et Conductivité Electrique des échantillons des sols ..	128
Tableau IV-18 : Composition chimiques des effluents liquides	130
Tableau IV-19 : pH, CE et densité des effluents liquides	130
Tableau IV-20 : Synthèse des optimum Proctor des sondages (carrières)	135
Tableau IV-21 : Caractéristiques initiales des éprouvettes pour Kakanda.	136
Tableau IV-22 : Caractéristiques initiales des éprouvettes pour Kipushi ...	137
Tableau IV-23 : Liste des essais de compressibilité œdométriques.	138
Tableau IV-24 : Caractéristiques de compressibilité des latérites	140

Tableau IV-25 : Caractéristiques de compressibilité des latérites.....	141
Tableau IV-26 : Valeurs moyennes des paramètres sur la droite de compression vierge.....	142
Tableau IV-27 : paramètres de compressibilité et de consolidation de la droite de compression vierge.....	149
Tableau IV-28 : Paramètres initiaux des essais à l'appareil triaxial	157
Tableau V-1 : Caractéristiques des éprouvettes pour la courbe de rétention	174
Tableau V-2 : Succions appliquées à l'aide du dispositif du bac à sable ...	175
Tableau V-3 : Succions appliquées à l'aide du dispositif de la marmite à pression.....	175
Tableau V-4 : Succion totale et succion matricielle de la latérite compactée selon le chemin d'humidification du papier-filtre	179
Tableau V-5: Récapitulatif des essais réalisés pour l'analyse du comportement	182
Tableau V-6 : Caractéristiques initiales des éprouvettes pour la latérite de Kipushi (28865/1).....	187
Tableau V-7 : Caractéristiques initiales des éprouvettes pour la latérite de Kakanda (28334/3)	188
Tableau V-8 : Paramètres de compressibilité à l'état saturé	197
Tableau VI-1 : Paramètres de consistance.....	205
Tableau VI-2 : Cations échangeables et CEC	211
Tableau VI-3 : Paramètres d'état des éprouvettes analysées et résultats	215
Tableau VI-4 : Paramètres d'états initiaux (caractéristiques physiques) des éprouvettes	219
Tableau VI-5 : Caractéristiques mécaniques de compressibilité pour les deux séries d'essais.....	221
Tableau VI-6: Types d'essais réalisés et paramètres d'état initiaux.....	223
Tableau VI-7 : Comparaison des tassements et des modules pour les sols sain et contaminé par l'effluent liquide basique	224
Tableau VI-8: Influence de l'effluent liquide acide et de la saturation initiale des éprouvettes sur l'effondrement.....	228
Tableau VII-1: Paramètres de la loi hyperbolique de Kondner (28865/01)	242
Tableau VII-2 : Paramètres du HSM pour le sol latéritique de Kipushi	245
Tableau VIII-1: Modèles mathématiques de prédiction de k_{sat} pour les sols non plastiques [152].....	248
Tableau VIII-2 : Modèles mathématiques de prédiction de k_{sat} pour les sols plastiques [152].....	249
Tableau VIII-3 : Calculs de k_{sat} des sols latéritique de Kipushi et de Kakanda avec le modèle de Kozeny-Carman Modifié (KCM).....	251
Tableau VIII-4 : Calculs de k_{sat} avec le modèle de Carrier et Beckman.....	252
Tableau VIII-5: Calculs de k_{sat} avec le modèle de Morris (2003).....	253
Tableau VIII-6 : Calculs de k_{sat} avec le modèle(a) de Sivappulaiah et al.	253
Tableau VIII-7: Calculs de la conductivité hydraulique avec le modèle (b) proposé par Sivappulaiah et al. (2000)	254
Tableau VIII-8 : Résultat des essais de perméabilité	255

NOMENCLATURE

A. SYMBOLES

1. LETTRES GRECQUES

Symbole	Unité	Signification
α	[-]	Paramètre caractéristique de la loi parabolique [V-3]
α_m	[-]	Paramètres du matériau [VI-7]
β	[-]	Paramètre caractéristique de la loi parabolique [V-3]
β_m	[-]	Paramètres du matériau [VI-7]
γ		Déformation de cisaillement
γ' :	[kN.m ⁻³]	Poids volumique du sol déjàugé
γ_d :	[kN.m ⁻³]	Poids volumique du sol sec ou densité sèche
γ_{dOPN}	[kN.m ⁻³]	γ_d à l'Optimum Proctor Normal
γ_h ou γ_n	[kN.m ⁻³]	Poids volumique apparent humide ou naturel du sol
γ_n :	[kN.m ⁻³]	Poids volumique naturel du sol
γ_s :	[kN.m ⁻³]	Poids volumique (spécifique) des particules solides.
γ_{sat} :	[kN.m ⁻³]	Poids volumique du sol saturé
γ_w :	[kN.m ⁻³]	Poids spécifique de l'eau ($\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$)
δ_{ij}	[-]	Symbole de Kronecker
ε_{ij} (ε_{ij})	[%]	Tenseur des déformations totales
(ε_{ij}^e)	[%]	Tenseur des déformations élastiques réversibles
(ε_{ij}^p).	[%]	Tenseur des déformations plastiques irréversibles
ε_d	[%]	Déformation déviatorique
ε_v	[%]	Déformation volumique
η_w	[Pa.s]	Viscosité dynamique de l'eau
θ	[cm ³ /cm ³]	Teneur en eau volumique
I	[kPa]	Tenseur identité
κ	[-]	Pente élastique (en chargement) [V-6]
κ_{dech}	[-]	Pente élastique (en déchargement)
λ	[-]	Pente de compression vierge
λ_{max}	[-]	Valeur maximum de la pente de compression vierge
ν	[-]	Coefficient de Poisson
ρ	[kg.m ⁻³]	Masse volumique du sol

$\underline{\underline{\sigma'}}$	[kN.m ⁻³]	Tenseur des contraintes effectives
$\underline{\underline{\sigma}}, (\sigma_{ij}),$	[kN.m ⁻³]	Tenseur des contraintes totales
σ'	[kPa]	Contrainte effective
σ	[kPa]	Contrainte totale
σ^*	[kPa]	Contrainte nette appliquée
σ_{aw}	[N/m]	Tension superficielle
σ'_p	[kPa]	Contrainte de préconsolidation
τ	[kPa]	Résistance au cisaillement maximum
τ_{max}	[kPa]	Contrainte de cisaillement
$u.$	[kPa]	Pression interstitielle du fluide
u_a	[kPa]	Pression de gaz (en général de l'air)
u_w	[kPa]	Pression de l'eau
ϕ'	[°]	Angle de frottement interne effectif
ϕ	[°]	Angle de frottement interne total
ψ	[kPa]	Potentiel hydraulique ou succion matricielle
χ	[-]	Coefficient de Bishop

2. LETTRES LATINES

A	[-]	Constante de gonflement
a_v	[m ² /kN]	Coefficient de compressibilité (relations [IV-5],[IV-10])
a_{vg}	[m ² /kN]	Coefficient de gonflement du sol (relation [IV-6])
a_{vrc}	[m ² /kN]	Coefficient de recompression du sol (relation [IV-7])
B	[-]	Coefficient de Skempton
C'	[kPa]	Cohésion effective
C	[kPa]	Cohésion totale
C	[-]	Constante de compression
C_c	[-]	Indice de compression
C_g ou C_s	[-]	Indice de gonflement
C_k	[-]	Taux de variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides
c_v	[cm ² /sec]	Coefficient de consolidation
d	[m]	Demi-hauteur de l'échantillon œdométrique [IV-13]
de	[-]	Incrément de l'indice des vides
dp	[kPa]	Incrément de la pression moyenne
dq	[kPa]	Incrément de la contrainte déviatorique
e	[-]	Indice de vide
e_0	[-]	Indice des vides initial
e_{σ_p}	[-]	Indice des vides correspondant à la contrainte de préconsolidation. [V-3]
(e_{ij})	[-]	Tenseur des déformations déviatoriques
E	[kPa]	Module d'Young
$E_{max}, E_0,$ E_t	[kPa]	Module de rigidité maximum ou initial ou encore tangent

E_{50}^{ref}	[kPa]	Module sécant de référence (essai triaxial) HSM
E_{oed}^{ref}	[kPa]	Module tangent de référence (essai œdométrique)
$E_{œd.}$	[kPa]	Module œdométrique
g	[m/s ²]	Accélération gravitationnelle ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
G_{max}, G_0	[kPa]	Module de cisaillement maximum, initial ou encore tangent
G_s	[kPa]	Module de cisaillement sécant
h_w	[m]	Charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau)
H	[-]	Module d'écrouissage
$I_1, I_2 \text{ et } I_3$	[kPa]	Invariants du tenseur des contraintes
I_c	[-]	Indice de consistance
I_p	[-]	Indice de plasticité
$J_1, J_2 \text{ et } J_3$	[kPa]	Invariants du tenseur des contraintes déviatoriques
k_{eo}	[m/s]	Coefficient de perméabilité correspondant à l'indice des vides en place e_o .
$k_w(s)$	[m/s]	Conductivité hydraulique du sol non saturé
$k_{sat} \text{ ou } k$	[m/s]	Conductivité hydraulique du sol saturé
K	[m ²]	Perméabilité intrinsèque du sol
M	[-]	Pente du gonflement macrostructural dans ($\log \sigma - \epsilon$)
M	[-]	Pente de la droite d'état critique dans (p', q)
m	[-]	Puissance pour la dépendance rigidité – contrainte
		Paramètre de HSM
n	[%]	Porosité
p	[kPa]	Pression moyenne
p^{ref}	[kPa]	Contrainte de référence
q	[kPa]	Contrainte déviatorique
q_f	[kPa]	Déviateur à la rupture
q_{ult}	[kPa]	Déviateur ultime
R_f	[-]	Constant ou coefficient de rupture (Kondner, HSM)
s	[kPa]	Pression interstitielle négative ou succion
s_{air}	[kPa]	Pression d'entrée d'air
(s_{ij})	[kPa]	Tenseur des contraintes déviatoriques
$S \text{ ou } S_r$	[%]	Degré de saturation
T	[-]	Facteur temps
t_{50}	[min]	Temps correspondant au degré de consolidation $U = 50 \%$
$tr(\sigma_{ij})$	[kPa]	Trace du tenseur des contraintes
U	[%]	Degré de consolidation
$w :$	[%]	Teneur en eau
$w_l :$	[%]	Limite de liquidité
$w_n :$	[%]	Teneur en eau naturelle
w_{OPN}	[%]	Teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal
$w_p :$	[%]	Limite de plasticité
$w_s :$	[%]	Limite de retrait

2. LETTRES COMBINÉES

$d\sigma'$	[kPa]	Incrément de la contrainte effective σ'
$d\varepsilon_n$	[-]	Incrément de déformation totale
$d\varepsilon_v^e$	[-]	Incrément de déformation volumique élastique
$d\varepsilon_d^e$	[-]	Incrément de déformation déviatorique élastique
$\det(\sigma_{ij})$	[-]	Déterminant du tenseur
$F(\sigma_{ij})$	[-]	Fonction de charge
$Gp(\sigma_{ij})$	[-]	Potentiel plastique
$\Delta h(t)$	[mm]	Tassement à l'instant t. (relation [IV-8])
Δh_f	[mm]	Tassement final. (relation [IV-8])
$\Delta\sigma'(t)$	[kPa]	Accroissement de la contrainte effective moyenne à l'instant t. [IV-11]
Δu	[kPa]	Surpression interstitielle [IV-11]

B. ABREVIATIONS

ACME	Analyse Chimique des Matériaux de l'Environnement
AFNOR	Association Française de NORmalisation
ASTM	American Society for Testing and Materials
CE	Conductivité Electrique
CEC	Capacité d'Echange Cationique
CNC	Comportement Normalement Consolidé
CIUF	Conseil Interuniversitaire de la Communauté française
CTB	Cooperation Technique Belge
CUD	Commission Universitaire pour le Développement du CIUF
DRX	Diffraction des Rayons X
EGMF	Entreprise Générale Malta Forrest
GCM	Gécamines: Générale des Carrières et des Mines
HSM	Hardening Soil Model
ISO	International Standardisation Organisation
KCM	Kozeny-Carman Modifié
KDA	Kakanda
KSHI	Kipushi
LEC	Ligne d'Etat Critique
LEMSC	Laboratoire Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil
MEB	Microscopie Electronique à Balayage
OPM	Optimum Proctor Modifié
OPN	Optimum Proctor Normal
ORSTOM	Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
RDC	République Démocratique du Congo
UCL	Université Catholique de Louvain
ULB	Université Libre de Bruxelles
UNILU	Université de Lubumbashi

.

INTRODUCTION GENERALE

A. ENJEU ET PROBLEMATIQUE (LE CADRE DE L'ETUDE)

Le sous-sol de la RDC est favorable à une activité minière très variée concentrée principalement dans l'exploitation souterraine ou à ciel ouvert des mines de métaux de base (cuivre, cobalt, zinc, nickel,...), de métaux précieux (or, coltan,...), de diamants et de divers minéraux industriels. Cette activité devrait générer annuellement des retombées économiques importantes pour le pays, plus particulièrement pour certaines régions, telles que le Katanga, le Kasai et le Nord et le Sud Kivu». En dépit de ces retombées économiques qui devraient être appréciables et profitables aux populations, l'industrie minière génère des quantités importantes de rejets solides et liquides qui possèdent, le plus souvent, un potentiel polluant. Ce sont notamment les rejets des concentrateurs, les stériles, les boues de traitement et d'autres types de déchets reliés de nature industrielle. Soulignons que ce sont les résidus de procédés de traitement minéralurgique du minerai qui sont les plus problématiques (quantité et potentiel polluant). En général, ces résidus sont acheminés, sous forme de pulpe, vers des aires de stockage en surface, idéalement dans les vallées où ils sont endigués. Dans ces situations, des digues de retenue des rejets miniers, en sols latéritiques, sont mises en place pour assurer la gestion et la restauration des sites et préserver l'environnement.

Les sols latéritiques compactés sont utilisés dans de nombreuses applications, notamment en géotechnique, en géotechnique routière et en géotechnique de l'environnement [01]. Ces sols latéritiques compactés, en raison de leur très faible perméabilité, sont utilisés pour la construction de bassins de rétention d'eau ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de retenue des rejets miniers. Dans les Pays tropicaux et particulièrement au Katanga en RDC, l'utilisation de la latérite comme matériaux de construction pour les routes et les digues de retenue de rejets miniers est fortement accrue. Au moment de sa mise en place dans le parc à résidus, le sol latéritique est non saturé. Progressivement, avec la remontée des effluents dans le bassin, la latérite située au parement amont (interface bassin/digue) se resature. A l'opposé, le matériau du parement aval reste partiellement saturé jusqu'à une certaine profondeur et presque sec en surface. Après leur mise en place, ces matériaux latéritiques sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très significative leurs propriétés hydromécaniques. Ils subissent alors d'importantes variations de volume en fonction de leur état hydrique (saturation).

La compréhension des phénomènes de couplage chimio - hydro - mécanique dans ce milieu poreux, frottant, cohésif et évoluant de l'état non saturé à l'état saturé est donc un enjeu majeur compte tenu des applications sensibles auxquelles sont destinés ces matériaux latéritiques. Pas d'étude évaluant l'impact des résidus des concentrateurs sur les propriétés hydromécaniques des sols latéritiques

Une approche scientifique conduisant à une amélioration de la compréhension de ces phénomènes et pouvant être généralisable et adaptable à la diversité des cas de figure rencontrés dans les projets, s'avère nécessaire. C'est pourquoi ce travail de recherche scientifique se veut être une contribution à cette démarche.

B. OBJECTIFS

Le comportement des matériaux est la résultante d'une combinaison de plusieurs paramètres qui sont couplés entre eux. L'effet de couplage hydraulique – géotechnique est très bien représenté dans la littérature, c'est-à-dire que le claquage hydraulique des barrages en terre et des digues est déjà bien documenté dans la littérature [02], de même que l'influence de la saturation et de la compacité des matériaux. Mais hélas, l'impact des effluents liquides des bassins de rétention, de nature chimique différente émanant des concentrateurs sur les propriétés des matériaux, et en particulier des sols latéritiques compactés, est encore peu traité dans la littérature, c'est sur cet aspect que porte notre étude

La recherche exposée dans cette thèse a pour objet l'étude expérimentale et analytique du comportement hydromécanique des sols latéritiques compactés en états saturé, quasi saturé et non saturé. L'objectif étant de donner une meilleure compréhension de l'évolution des paramètres de déformation et de résistance des latérites sous l'influence de la compacité et de l'état de saturation initiales en fonction de l'effluent de percolation.

Nous n'ignorons pas que les effets thermiques ont une influence significative sur ce comportement. Toutefois, les effets hydriques, chimiques, mécaniques et leur couplage présentent déjà suffisamment de complexité et c'est sur ces points précis que porte notre étude. Elle est également limitée au cas de petites déformations (tassement) afin d'une part, d'alléger le formalisme des modèles mathématiques et d'autre part, d'éviter de nombreux problèmes expérimentaux typiques des grandes déformations.

D'autre part, la modélisation numérique, des lois de comportement sont formulées pour simuler et prédire le comportement des matériaux et

des ouvrages. Et en particulier, plusieurs lois ont été développées pour les sols.

Cependant, la plupart de ces modèles de comportement sont développés dans de grandes écoles occidentales en s'intéressant beaucoup plus aux sols rencontrés dans ces régions tempérées, notamment les sols fins cohérents tels que les argiles et les sols grenus tels que les sables. Rares sont les modèles qui s'intéressent aux sols avec fuseau granulométrique très étalé s'étendant de la plage des argiles à celle des graves tels que les sols latéritiques qui abondent dans des régions arides à climat tropical.

Pour ce faire, il est aussi question au cours de nos investigations, partant de l'approche expérimentale et de la modélisation, de tester quelques modèles mathématiques de prédiction de comportement, en montrant qu'ils peuvent prédire avec une fiabilité plus ou moins acceptable les comportements observés dans les remblais en latérites et particulièrement les latérites compactées dans les digues de retenue des rejets miniers après rehaussement.

C. METHODOLOGIE

✍ Différentes échelles d'observation

Selon Cambou et Chang [03], [04] dans le domaine de la mécanique des sols, l'étude des propriétés mécaniques des milieux granulaires fait appel à 3 échelles d'observations. Au niveau microscopique, on considère le nombre de grains et on étudie les déformations intragranulaires, les interactions intergranulaires sont d'ordre physico-chimique. Au niveau macroscopique (ou plutôt mésoscopique), on part d'un volume élémentaire comprenant un «grand» nombre de grains, que l'on suppose homogène et continu et le comportement de ce volume est modélisé par des lois rhéologiques. Enfin, au niveau de l'ouvrage, on intègre les lois de comportement en les adaptant aux conditions du site (échelles réelles, conditions aux limites et conditions initiales).

Sur le plan méthodologique, l'étude du comportement de l'ouvrage peut s'effectuer selon trois échelles différentes. Les critères de choix d'échelle reposent sur l'analyse comparative:

- le choix de l'échelle macroscopique de l'ouvrage peut permettre une étude réaliste mais coûteuse et spécifique à un ouvrage particulier, avec un contrôle des paramètres d'études non – optimal;
- le choix de l'échelle microscopique des particules peut être fructueux mais complexe en raison de la diversité et de l'hétérogénéité des sols engendrant une applicabilité limitée de l'étude;

- le choix de l'échelle mésoscopique de l'échantillon peut permettre un contrôle des paramètres mais impose des précautions indispensables à l'obtention d'essais représentatifs de la réalité.

L'échelle mésoscopique semble donc particulièrement intéressante car elle permet une première approche du problème, à un coût raisonnable, qui peut être complétée par la réalisation d'une étude en grandeur nature, avec un faible nombre d'essais.

L'approche générale choisie est celle de la mécanique des milieux poreux, telle qu'elle est développée par Lassabatère (1994) ou encore par Coussy (1995) [05]. La caractérisation et la modélisation du comportement portent donc sur les aspects minéralogique, chimique et hydromécanique du comportement à l'échelle mésoscopique.

Il faut donc partir d'une base expérimentale assez vaste et l'analyser en détail de façon critique. Cela suppose une connaissance préalable de la structure fine des matériaux étudiés (composition minéralogique, microstructure,...) qui aide à interpréter les résultats d'essais. Il faut ensuite faire une étude bibliographique approfondie des modèles existants et de leurs limites afin de pouvoir faire un choix judicieux et, le cas échéant, développer notre propre modèle en partant de ce qui existe.

Cette méthodologie conduit naturellement au plan de notre recherche dont un résumé est donné ci-après.

Le travail est structuré, outre l'introduction et la conclusion générales, en 3 parties:

- ✍ La première partie est une synthèse bibliographique et comprend trois chapitres:
 - les sols latéritiques et les sites de Kakanda et de Kipushi;
 - comportement des sols saturés et non saturés compactés;
 - aperçu sur la pollution des sols et sur les lois rhéologiques
- ✍ La deuxième partie concerne l'étude expérimentale et compte trois chapitres à savoir:
 - caractérisation de la latérite des digues de Kakanda et de Kipushi;
 - approche comportementale en compressibilité et en cisaillement des sols latéritiques compactés;
 - impacts des effluents liquides des concentrateurs sur le comportement hydromécanique des sols latéritiques compactés.
- ✍ La troisième partie est une approche analytique structurée en deux chapitres:
 - modèles de prédiction du comportement mécanique
 - modèles de prédiction de la conductivité hydraulique saturée des sols latéritiques compactés.

PREMIERE PARTIE: SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

PRELUDE

La synthèse bibliographique référence l'état de la question.

Cette première partie est structurée en trois chapitres:

1. *Les sols latéritiques et les sites de Kakanda et de Kipushi*

Nous présentons dans ce chapitre, les concepts et définitions des latérites et sols latéritiques issus de synthèse bibliographique, leur classification ainsi que leurs constituants minéraux. Et nous présentons ensuite le cadre géographique d'étude.

2. *Théorie de consolidation et comportement des sols saturés et non saturés compactés*

Ce chapitre passe en revue certaines des approches caractéristiques des sols saturés et non saturés et présente une définition des différents états de saturation d'un sol, de compactage et de consolidation.

3. *Aperçu sur les lois de comportement et sur la pollution des sols.*

Ce chapitre présente un bref aperçu sur le concept de pollution des sols et sur certains modèles de comportement des sols saturés en passant en revue leur formulation et leur limite afin d'en justifier le choix.

Chapitre I

LES SOLS LATÉRITIQUES ET LES SITES DE KAKANDA ET DE KIPUSHI

I.1. LES LATÉRITES ET LES SOLS LATÉRITIQUES ⁽¹⁾

I.1.1. LES LATÉRITES

I.1.1.1. Introduction

La latérite est un matériau meuble ou induré utilisé pour la construction d'édifices dans les régions tropicales, riche en hydroxydes de fer ou d'aluminium, constituant des sols des horizons superficiels, des horizons profonds de profil d'altérations. Mais le terme latérite a été très controversé et peut, selon les auteurs, désigner différents sols ou parties de sols. Pour Erhart [06], les vraies latérites doivent comporter un horizon cuirassé. Pour Hardy et Rodrigues, la latérite est un produit qui doit être riche en gibbsite. Mohr, quant à lui, estime qu'une latérite est un sol qui est riche en sesquioxydes indurés et qu'elle est l'état ultime d'une longue évolution.

Il paraît donc utile de se pencher sur les définitions données à ce terme. Le chapitre évoquera ensuite le processus de formation de ces sols, leur localisation dans le monde, et présentera une classification et leurs caractéristiques géotechniques.

I.1.1.2. Historique.

Le mot «latérite» a été suggéré par Hamilton Buchanan en 1807 pour désigner un matériau, servant à la construction, exploité dans les régions montagneuses de Malabar (Inde) Ce matériau présente l'aspect d'un dépôt ferruginisé, à morphologie vésiculaire. Il est apparemment non stratifié et se

⁽¹⁾ Il y a environ deux cent ans que le terme « latérite » a fait son apparition dans la littérature scientifique. Malgré des vicissitudes diverses, ce terme est toujours largement employé.

située à une faible profondeur dans le sol. Lorsqu'il est frais, il peut être facilement découpé en blocs réguliers à l'aide d'un instrument tranchant. Exposé à l'air, il durcit rapidement et résiste alors remarquablement aux agents météorologiques (Ségalen, 1993; Tardy, 1993; Maignien, 1996) [07]. Il résulte de ces propriétés un emploi fréquent comme matériau de construction, emploi comparable à celui des briques. Dans les dialectes locaux, ces formations sont dénommées «terre à briques» [08].

Le nom «Latérite» n'est donc que la traduction latine d'une terminologie vernaculaire. Latérite a pour racine «later» qui signifie brique en latin, ceci uniquement par référence à l'utilisation de ces blocs (Prescott et Pendleton 1952). La latérite dérive de l'altération de matériaux variés: roches éruptives cristallines, sédiments, dépôts détritiques, cendres volcaniques, etc...

Evans écrit: «bien que la composition chimique des latérites varie dans de larges limites, un fait demeure constant: les faibles quantités de silice combinée en regard de l'aluminium présent. C'est par cela que les latérites se distinguent des argiles qui s'observent également dans les produits de décomposition tropicale». D'autres auteurs insistent sur l'importance des oxydes de fer [08]:

- Neustruev (cité par Lacroix 1913): une latérite doit contenir plus de 86% de Fe_2O_3 ;
- Fermor (1911) porte cette limite à 90%, bien qu'il signale que les constituants des latérites sont les oxydes de fer, d'aluminium, de titane et de manganèse. Mais la présence d'oxyde de fer est obligatoire.

Toute définition physique des latérites est alors pratiquement abandonnée au profit des définitions chimiques et minéralogiques.

Lacroix (1913) tient compte des teneurs totales en oxydes hydratés. Il distingue:

- Les latérites vraies contenant plus de 90% d'hydroxydes;
- Les latérites silicatées contenant de 90 à 50% d'hydroxydes;
- Les argiles latéritiques contenant de 10 à 50% d'hydroxydes.

Walther (1889 – 1916) donne une définition morphologique, il précise que le terme latérite a été choisi par référence à la couleur rouge qui est comparable à celle des briques. Latérite signifie qui ressemble aux briques, et il propose d'étendre la définition à toutes les alluvions et éluvions colorées en rouge, et, en particulier, aux terres rouges tropicales.

Enfin, selon le rapport $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ introduit par Van Bembelen (1904), Harrassowtz (1926), Martin et Doyne (1927), les latérites présentent une valeur inférieure à 1,33 (le fer n'étant pas un élément essentiel du milieu latéritique)

Alexander et Cady (1962) donnent la définition suivante: «La latérite est un matériau fortement altéré, riche en oxydes secondaires de fer et/ou d'alumine. Elle est à peu près dépourvue de bases et de silicates primaires, mais peut contenir de grandes quantités de quartz et de kaolinite. Ce matériau peut être durci en place ou s'indurer seulement après humidification et dessèchement successifs».

Seaton fait remarquer que le mot latérite ne décrit pas un matériau ayant des propriétés constantes mais plutôt une famille de matériaux différents, rencontrés dans diverses parties du monde [09]

1.1.1.3. Formation de la latérite

Selon Maignien, (1966), un sol latéritique se forme par la décomposition d'une roche mère telle qu'un basalte ou un granit sous les climats humides tropicaux. L'alternance des saisons humides et sèches bien marquées fait apparaître un mélange de débris du matériau d'origine et de minéraux de néoformation tels que **goëthite** ($\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$), **gibbsite** ($\text{Al}(\text{OH})_3$) et **kaolinite** ($\text{Al}_2(\text{Si}_2\text{O}_5)(\text{OH})_4$). Quelques **quartz** et **feldspaths**, présents en faible quantité, forment le reste de la roche mère [10].

La latérite est donc le résultat d'une décomposition ou d'un processus d'altération. Elle est un produit d'altération en milieu tropical et existe sous des formes variées [09]. La roche mère est chimiquement altérée suite à l'intensité de précipitations et de la chaleur, et s'enrichit en oxydes de fer et d'aluminium alors que les autres éléments plus solubles sont lessivés par les eaux selon la topographie. Les bases sont ainsi évacuées, les feldspaths se transforment en illite et surtout en kaolinite. Il résulte de tout ce processus des matériaux de couleurs jaune, ocre, rouge et violet, les matériaux rouges étant prédominants. Trois phases s'avèrent donc nécessaires dans la formation des concrétions latéritiques:

- l'altération des roches en zone tropicale;
- la concentration de ces minéraux en horizon discret;
- le développement des concrétions dans l'horizon discret.

Les transformations minéralogiques causées par cette altération conduisent au développement de la kaolinite ainsi qu'aux minéraux associés à cette dernière. La nature de la roche mère ainsi que sa composition minéralogique n'ont pas une influence majeure sur le produit final d'altération (Maignien, 1966).

Deux aspects de la roche mère affectent cependant la formation des latérites. Il s'agit en premier lieu de la proportion de fer ainsi que d'aluminium dans la roche. En second lieu, c'est la présence du quartz qui affecte la texture des produits d'altération suite à sa dureté et à son grand enrichissement in situ.

I.1.1.4. Définition de la latérite

La latérite (du latin *later*, brique) est un sol rouge ou brun, qui se forme par altération des roches sous les climats tropicaux. Le sens large désigne l'ensemble des matériaux, meubles ou indurés, riches en hydroxydes de fer ou d'aluminium, constituant des sols, des horizons superficiels ainsi que des horizons profonds de profil d'altération du milieu intertropical actuel et des paléomilieus tropicaux anciens (Pedro, 1968; Nahon, 1986; Tardy, 1993). Le domaine intertropical couvre près de 40% de la superficie des terres émergées. Ce domaine couvre les sols latéritiques de l'Afrique, de l'Amérique du Sud, de l'Asie et de l'Australie. La figure I-1 montre la répartition mondiale des sols latéritiques [11], [12] [13].

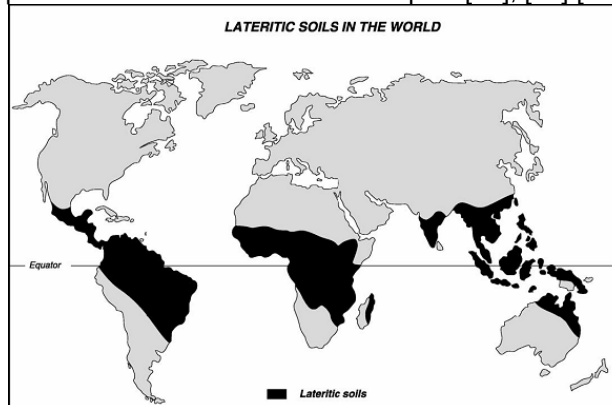


Figure I-1: Schéma de répartition des couvertures latéritiques à la surface du globe. (Nahon 2003). [11]

Il s'avère qu'en climat intertropical, les 100 premiers mètres sous la surface sont le siège d'intenses processus de désagrégation et de transformation de la roche: c'est la zone d'altération latéritique. La latérite contient essentiellement des oxydes de fer, du sable feldspathique ou du quartz et de l'aluminium sous forme de kaolinite ou d'hydroxyde. Sa couleur varie du jaune au rouge brun suivant la teneur en fer.

Trois grands types de sols constituent les horizons latéritiques: les sols ferrugineux, les sols ferralitiques, les ferrisols. Dans tous les cas, la latérite est le résultat de processus physico-chimiques secondaires au lieu de processus primaires normaux de sédimentation, de métamorphisme ou de magmatisme. Les principaux minéraux altérés sont des silicates, le quartz (silice), et des carbonates:

- ✍ les nesosilicates et inosilicates ferromagnésiens: olivines, péridots, pyroxènes, amphiboles. Ils libèrent des ions Fe^{++} , Mg^{++} , Ca^{++} et contribuent à la néoformation d'oxyhydroxydes.
- ✍ les biotites et muscovites: ils donnent des glauconites, se transformant en illites puis en montmorillonites de dégradation.

- ✍ les micas: ils libèrent les ions K^+ et Fe^{3+} .
- ✍ les tectosilicates: feldspaths, donnant lieu aux néoformations d'argiles en climat chaud humide ou libérant juste des produits solubles et amorphes en climat froid à tempéré.
- ✍ le quartz: connu pour sa très forte résistance à l'altération, il peut être trouvé avec un taux de lessivage allant jusqu'à 20% sous les climats tropicaux. Dans ces conditions, la silice est beaucoup plus soluble et mobile que les oxydes de fer et d'aluminium et de ce fait lessivée de façon préférentielle.
- ✍ les carbonates: calcites, dolomites qui libèrent des ions HCO_3 et déposent des argiles.

I.1.1.5. Minéraux produits.

L'altération des roches à l'origine des sols latéritiques donne lieu à la création de complexes d'altération de deux formes:

- ✍ les phyllosilicates: les argiles (les types d'argiles formées dépendent du taux de lessivage subi par la roche);
- ✍ les hydroxydes de fer (limonite, goëthite,...) et d'aluminium (gibbsite, boehmite,...).

I.1.1.6. Composition de la latérite

La composition minéralogique est considérée comme étant la plus importante pour expliquer les propriétés physiques des latérites indurées ainsi que des sols latéritiques. Les éléments majeurs n'affectent pas le processus de latérisation. Il s'agit essentiellement des oxydes et des hydroxydes d'aluminium et de fer avec les minéraux d'argile et accessoirement, du manganèse, du titane et des silicates. Les sols latéritiques sont des sols maigres, lessivés et appauvris en silice et en éléments nutritifs fertilisants (Ca, Mg, K, Na). La végétation, comme par exemple les grandes forêts équatoriales, reste cependant abondante sur ces sols, bien que fragile.

Le fer oxydé donne la couleur rouge d'une latérite. La présence d'alumine Al_2O_3 fait de certaines latérites appelées bauxite le principal minerai d'aluminium. Il s'agit aussi d'une réserve importante d'aquifères, les sols latéritiques filtrant environ 50% de l'écoulement global [14]. Les constituants mineurs sont résiduels ou des matériaux classiques. Le fer apparaît surtout sous forme de goëthite ou limonite et hématite, la magnésite et l'ilménite sont rares; l'alumine est souvent sous forme de gibbsite, de boehmite et des composés amorphes. La diaspore et le corindon sont relativement rares.

Le minéral d'argile le plus commun est la kaolinite et accessoirement, sa variété oxydée appelée halloysite. L'illite et la montmorillonite sont aussi

rares. Une latérite peut se former à partir de n'importe quel type de roche, mais seulement si le climat est aride sur une période prolongée. Cependant, il se forme autant de types de latérites qu'il y a de roches d'origine. Lors de l'altération, les minéraux de base les plus instables disparaissent (comme les feldspaths), et les ions les plus solubles s'échappent en solution. Les autres restent sur place en formant de nouvelles roches.

La composition chimique des latérites varie fortement localement et verticalement. Verdeyen, Roisin et Nuyens [10] citent, à titre indicatif, les compositions suivantes reprises dans le Tableau I-1:

Tableau I-1: *Composition de différentes latérites [10]*

Composition	Latérites dérivant de roches riches en quartz [%]	Latérites dérivant de bauxite [%]
SiO_2	52,06	3,88
Al_2O_3	29,49	48,89
Fe_2O_3	4,64	20,11
H_2O	13,78	25,98

Un profil d'altération typique des massifs latéritiques contient les grands ensembles suivants (du haut vers le bas du profil d'altération):

- ✍ cuirasse et carapace: formation massive à oxydes de fer et d'aluminium, quartz, kaolinite;
- ✍ formation tachetée: formation nodulaire à oxydes de fer et d'aluminium, quartz, kaolinite;
- ✍ saprolite ⁽²⁾ fine ou lithomarge: zone saturée d'eau à quartz, marquée par la dominance des minéraux secondaires d'altération;
- ✍ saprolite grossière ou arène: formation dominée par la nature de la roche mère, possédant des fragments de roche et des minéraux primaires en grains séparés;
- ✍ roche mère silico-alumineuse.

La figure I-2 ci-dessous illustre ce profil d'altération. Plus haut on se trouve dans le profil, plus le taux d'altération chimique est élevé et plus la présence d'argiles est marquée. Les épaisseurs ont des tailles variables, et peuvent aussi bien être de quelques mètres que supérieures à 100 mètres.

⁽²⁾ Un saprolite (du grec ancien « *sapros* ou *σαπρος*: décomposé») est une roche, une couche géologique, surmontant, dans des coupes de sol profondes parfois, la roche d'origine, dure, « *leptique* », résultant de l'altération chimique d'une roche mère, due à l'action du climat, de l'eau ou l'action hydro-thermale, sans avoir été transportée.

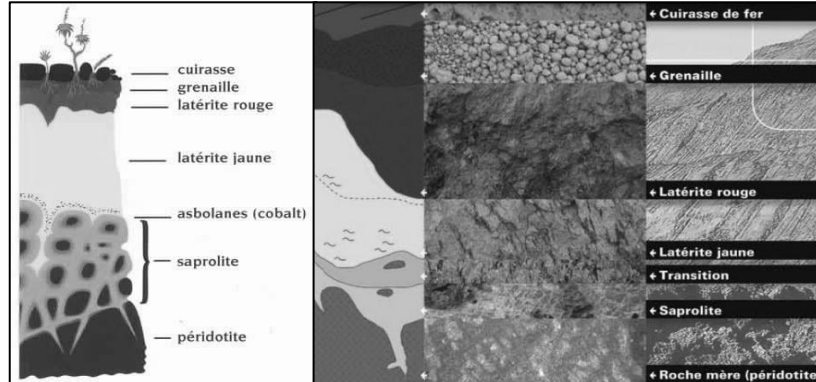


Figure I-2: *Schéma des profils types d'altération théorique dans le manteau latéritique (Bernard G. Pelletier, 2003) [15]*

Dans ce profil latéritique typique, le sommet du profil est très enrichi en fer (jusqu'à 75% de Fe_2O_3), et très induré. La transition entre carapace et cuirasse se fait par augmentation du nombre et de la taille des nodules, de l'incrustation de fer sur les parois, ainsi que la diminution des volumes de vides et des plages argileuses à goëthite. La couleur du fond matriciel vire au rouge du fer de la concentration en fer.

La carapace est la partie du profil d'altération située juste en-dessous de la cuirasse, constitue une zone de prélude au cuirassement. La carapace est une formation tachetée. Les zones claires sont plus riches en quartz, et les taches de rubéfaction sont dues à la kaolinite. Le fond matriciel peut être jaune, rose ou bien rouge. Au fur et à mesure que l'on monte dans le profil d'altération, les taches se nodulisent et forment des concrétions ferrugineuses.

Les cuirasses, directement soumises à l'érosion, peuvent se dégrader. Cette dégradation se marque par une augmentation de la taille des vides et une individualisation des nodules marquée.

I.1.2. LES SOLS LATÉRITIQUES ET FERRALITIQUES

I.1.2.1. Les sols latéritiques

L'expression «**sol latéritique**» a été très largement utilisée dans la première moitié du 20^{ème} siècle, d'après P. Ségalen, 1993. On a donné plusieurs acceptions à l'adjectif latéritique [16]:

- a) La première résulte d'une parenté étroite avec latérite (équivalent de cuirasse). On se réfère, en effet, à «profil latéritique», à «éléments

latéritiques», lorsqu'il existe une cuirasse ou des fragments de celles-ci. A Madagascar, Erhart, 1935, considère que les latérites vraies sont cuirassées, tandis que les sols latéritiques ne le sont pas. Pendleton et Sharasuvana, 1946, vont jusqu'à écrire que: «un sol latéritique est celui qui présente un début de cuirassement ou un horizon de latérite incomplètement développé et où l'on pense qu'une véritable latérite se développera si les conditions qui règnent actuellement durent assez longtemps». Pour ces auteurs, tout ce qui n'est pas *latérite* ou *latéritique* (répondant à la définition ci-dessus) est qualifié de red loam. Un peu plus tard, Rozanov et Rozanova, 1961, qualifient de latéritique la partie du profil qui est située au-dessus d'une latérite ou d'une «latérite weathering crust».

- b) La seconde est la référence aux constituants. Ceux des latérites et des sols latéritiques sont les mêmes: oxydes, hydroxydes et kaolinite. Avec Lacroix, 1913, on passe graduellement des latérites (90% d'oxydes et d'hydroxydes), aux latérites argileuses (90 à 50%), puis aux argiles latéritiques (50 à 10%). La teneur en kaolinite augmente corrélativement des premières aux troisièmes.
- c) La troisième est la référence à la couleur. Comme l'écrit Ahn en 1970, «sol latéritique a été appliqué indistinctement à n'importe quel sol rouge». La couleur rouge avait en outre une valeur symbolique et servait à qualifier la grande majorité des sols tropicaux connus. La couleur rouge, dit Segalen, 1993, s'appliquait à de nombreux sols dont certains n'étaient pas latéritiques.

Les premiers auteurs russes ou soviétiques associent les sols latéritiques aux zones chaudes et humides du globe. Dans les schémas de classification de certains de ces auteurs, les sols latéritiques sont liés aux forêts humides tropicales.

En Afrique du Sud, en 1941, Van Der Merwe place les sols latéritiques («lateritic red earth, lateritic yellow earth») dans la région humide, à pluies d'été. Ces sols sont analysés ultérieurement par Van Der Merwe et Heystek, 1957; ils contiennent de la kaolinite et de la gibbsite, ainsi que de la goëthite.

En 1954, Aubert effectue une mise au point sur les sols latéritiques. Ils sont caractérisés par un processus dit de ferralitisation. Celui-ci consiste en une altération extrêmement poussée de la roche-mère, aboutissant à des oxydes et/ou des hydroxydes de fer, aluminium, titane, manganèse, associés à plus ou moins de kaolinite.

A partir de 1960, le terme latéritique va disparaître peu à peu de la plupart des systèmes pédologiques. Aux USA, sans qu'il ait été adopté officiellement, latosol sera souvent employé. Il en sera de même en Asie où différents chercheurs, belges ou hollandais, l'utilisent, précise Segalen. En

France, latéritique sera remplacé par ferrallitique en 1956, avec la publication du Projet de classification d'Aubert et Duchaufour. En URSS, Kovda et al., 1967, n'utilisent que ferrallitique. Le mot continuera à être utilisé en Australie avec un sens lié à celui de cuirasse.

I.1.2.2. Les sols ferrallitiques

Les sols ferrallitiques constituent la suite logique des «sols latéritiques» présentés par Aubert en 1954 au congrès international des sols de Léopoldville (Kinshasa). En 1965, Aubert écrit: «la présence de kaolinite comme seul minéral phylliteux des argiles, témoignage d'un entraînement intense de la silice, peut être considéré comme un élément caractéristique des sols ferrallitiques». Bien que la présence et l'abondance de la kaolinite n'apparaissent pas dans le nom retenu, celui-ci sera conservé et est toujours en usage [17].

Une idée que se faisaient les pédologues de l'ORSTOM en 1966 concernait l'importance primordiale de l'altération. Elle se traduit par la destruction d'un certain nombre de minéraux primaires des roches et remplacement par d'autres correspondants mieux aux conditions des sols, et dits secondaires. Une liste des minéraux nouveaux est fournie ainsi que quelques techniques permettant de les identifier. En effet, rien ne permet de reconnaître les constituants sur le terrain, et en particulier la kaolinite, ou la gibbsite (l'observation de la gibbsite sous forme de cristaux reconnaissables à l'œil nu, est tout à fait rare, souligne Ségalen, 1993). Il faut donc avoir recours aux moyens offerts par le laboratoire: analyse thermique différentielle et thermo-pondérale, respectivement qualitative et semi-quantitative, à la diffractométrie des rayons X (qualitative et semi-quantitative), à l'analyse chimique et à l'établissement des rapports Ki et Kr ($Ki = SiO_2/Al_2O_3$, $Kr = SiO_2/(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$).

I.1.3. LES CONSTITUANTS MINÉRAUX DES LATERITES

Les silicates sont considérés comme les assemblages des tétraèdres réguliers SiO_4 et AlO_4 , dont les centres sont occupés par des ions silicium ou aluminium et les sommets par des ions oxygène. C'est le silicium tétravalent qui est prépondérant. L'aluminium et parfois le fer, trivalents, le phosphore, pentavalent, peuvent se substituer au silicium dans ce site tétraédrique. On nomme ces cations (Si, Al, Fe, P, Mg) formateurs de réseau. La nature des liaisons Si-O, Al-O est essentiellement covalente. La balance de charge entre les éléments des tétraèdres donne donc suivant le cas des tétraèdres SiO_4^{4-} , AlO_4^{4-} , FeO_4^{3-} ou PO_4^{3-} . Toutes les structures des silicates dérivent de la combinaison de ces tétraèdres. La propriété fondamentale de ceux-ci est de pouvoir se lier les uns aux autres par leurs sommets. La liaison cation-charpente est de type ionique. Parmi les cations les plus fréquents, on peut citer: Al, Ti, Fe, Mg, Ca, Na et K.

La classification des silicates repose sur l'arrangement des tétraèdres et leur formule chimique condense schématiquement à la fois la composition chimique et l'arrangement atomique. La nouvelle classification comporte six familles principales [18]:

- a) Les *nésosilicates*: charpente à base de tétraèdres indépendants;
- b) Les *sorosilicates*: groupes finis de tétraèdres, unis deux à deux avec un seul oxygène commun. Les groupes les plus simples (deux tétraèdres) ont pour formule Si_2O_7 ;
- c) Les *cyclosilicates*: tétraèdres disposés en anneau avec la formule de base Si_nO_{3n} ;
- d) Les *inosilicates*: tétraèdres associés, formant soit des chaînes simples (pyroxènes), soit des chaînes doubles (amphiboles);
- e) Les *phyllosilicates*: silicates lamellaires à clivage généralement facile; feuillets plans de tétraèdres associés par trois de leurs sommets; épaisseur des feuillets variable: 0,7 nm (kaolinite, serpentine), 1 nm (talc, smectites, mica) ou 1,4 nm (chlorites);
- f) Les *tectosilicates*: aluminosilicates à tétraèdres formant une charpente tridimensionnelle continue dans laquelle chaque atome d'oxygène est commun à deux tétraèdres: la formule chimique correspond alors à SiO_2 .

Les silicates constituent le groupe de minéraux le mieux représenté dans la nature (40%). Ils se forment dans les roches magmatiques ou métamorphiques, comme minéraux primaires ou secondaires, selon des modes très divers.

I.1.3.1. Minéraux des latérites et sols latéritiques

Plusieurs auteurs ont étudié la minéralogie des latérites:

- Bauer (1898), par analyse au microscope, a mis en évidence la présence d'*hydroxyde d'aluminium* dans la latérite.
- Lacroix (1913), en analysant les latérites d'Afrique de l'Ouest francophone, a reconnu la présence de: *gibbsite*, *limonite*, *kaolinite*, *halloysite*, *titane hydraté* (appelé doltérite par Lacroix). Il a noté que les oxydes de manganèse étaient rares dans les latérites de l'Afrique de l'Ouest.
- Simpson, 1916, a identifié dans les latérites d'Australie occidentale la *limonite*, l'*hématite* parmi les minéraux à base de fer, la *bauxite* et la *diaspore* représentatives de l'alumine, l'*halloysite* et la *kaolinite* parmi les silicates, et la *doltérite* en dehors des minéraux représentatifs de la roche d'origine.
- Campbell (1917), a examiné des échantillons de latérite de sources variées et a observé un volume de fer dans les latérites sous forme anhydre ou sous forme de la *turgite* ($2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$). Il a également observé que certaines formes hydratées d'oxyde de fer présentes

dans les latérites étaient d'origine secondaire. Il a identifié la *limonite*, la *gibbsite* dans les échantillons de la vieille latérite, isolé l'*hydroxyde d'aluminium* amorphe de certaines latérites. Des silicates d'alumine hydratée, seule la *kaolinite* a été identifiée avec certitude.

- Harisson a noté la présence des agrégats de *kaolinite* et de *limonite* avec du *quartz*, la *gibbsite*, le *titane hydraté* et quelques résidus de *feldspath*.

I.1.3.2. Minéraux néoformés des latérites et sols latéritiques

Y. Tardy (1993), a explicité les minéraux secondaires néoformés les plus communément rencontrés dans les latérites. Ils sont regroupés dans le tableau I-2 et une planche d'images illustrant certains de ces minéraux est présentée à la figure I-3 ci-dessous.

Tableau I-2: *Minéraux secondaires néoformés des latérites. [18]*

Elément	Nom du minéral	Formule chimique	Formules	Système cristallin
Fer	Limonite	$\text{Fe}(\text{OH})_3$	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$	Amorphe
	Ferrihydrite	$\text{FeO}_{0.5}(\text{OH})_2$	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Trigonal
	Goëthite	$\text{FeO}(\text{OH})$	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	Orthorhombique
	Hématite	Fe_2O_3	Fe_2O_3	Trigonal
Aluminium	Clachite	Al_2O_3	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$	Amorphe
	Gibbsite	$\text{Al}(\text{OH})_3$	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$	Monoclinique
	Boehmite	AlOOH	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	Orthorhombique
	Diaspore	$\text{AlO}(\text{OH})$	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	Orthorhombique
	Corindon	Al_2O_3	Al_2O_3	Trigonal
Titane	Anatase	TiO_2	TiO_2	Tétragonal
Manganèse	Pyrolusite	MnO_2	MnO_2	Tétragonal
	Manganite	MnOOH	$\text{Mn}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	Orthorhombique
Silicium	Allophane	-	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$	Amorphe
	Imogolite	-	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$	Subamorphe
	Halloysite	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	Monoclinique
	Kaolinite	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Monoclinique
	Ferrikaolinite	$\text{Fe}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Triclinique

Certains minéraux primaires très peu altérables peuvent être hérités: quartz, rutile, zircon, or natif.... La présence d'alumine Al_2O_3 fait de certaines latérites appelées bauxite le principal minerai d'aluminium. En effet, lors de l'altération poussée sous climat tropical, si la silice et la plupart des cations sont lessivés, les cations Fe^{3+} et Al^{3+} peu solubles et peu mobiles restent sur place, et se concentrent dans des gîtes métallifères exploitables.



Figure I-3: Minéraux secondaires néoformés des latérites. [19]

Maignien [16] a établi un tableau résumant les caractéristiques des latérites alumineuses et des latérites ferrugineuses (Tableau 1-3).

Tableau I-3: Caractéristiques des latérites alumineuses et ferrugineuses [16]

	Latérites alumineuses	Latérites ferrugineuses
Site	Modelés anciens	Surtout modelés inférieurs
Induration	Faible à moyenne	Moyenne à forte et même très forte
Couleur	Blanc rose rouge	Rouille à brun foncé
Densité	Faible	Elevée
Structure	Essentiellement scoriacée	Très variée: pisolitique, alvéolaire, feuilletée,...
Composition chimique	Fortement hydratée: $\omega \geq 20 \%$; peu d'insolubles	Faiblement hydratée: $\omega \approx 10 \%$; beaucoup d'insolubles
Constitution minéralogique	Gibbsite surtout; boehmite; goëthite, peu de kaolinite; pas ou peu de quartz et alors, clastique	Kaolinite et goëthite surtout; hématite variable; gibbsite variable, souvent absente; quartz souvent important, résiduel ou clastique ou classique; minéraux phylliteux variables

Plusieurs études ont permis d'établir que la composition minéralogique des latérites varie avec les fractions granulométriques analysées. D'après Tardy (1997), il existe trois séquences d'altération différentielles des minéraux primaires, contrôlant la formation des différentes argiles. Plus un minéral primaire est fragile, plus le stade d'altération atteint est poussé. Les facteurs contrôlant la nature des argiles néoformées sont le taux de lessivage, le confinement du milieu, le climat, la topographie. Par exemple, au sommet se forment des kaolinites, de la gibbsite, car le lessivage y est très fort, et donc les hydrolyses sont efficaces. Au contraire, à la base le lessivage est faible, et des illites et chlorites se forment.

I.1.4. CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES DES LATERITES DE LA RDC

Des recherches effectuées en RDC (Ex Zaïre) en 1983 par la cellule des recherches routières ont été rapportées dans la thèse de Bohi, 2008 [09]. Des essais de capacité d'absorption au bleu de méthylène (V_B) sur la fraction 0/5mm ont été rapportés au matériau total (0/D) et ont été mis en relation avec l'indice CBR (I_{CBR}). Pour rappel, la valeur au bleu de méthylène est liée à la teneur en argiles et à leur activité, et l'indice CBR est une bonne estimation de la portance d'un sol.

La cellule de recherches routières du Congo Démocratique (ex Zaïre) a fondé sa classification des graveleux latéritiques sur le pourcentage de fines ($C_{80\mu m}$) et le produit $C_{80\mu m} \times I_P$. Les auteurs définissent trois classes de matériaux appelés «graveleux latéritiques: GL1, GL2 et GL3», dont les caractéristiques géotechniques sont résumées dans le Tableau 1-4.

Tableau I-4: Caractéristiques des trois classes de graveleux latéritiques (GL) de la RDC [09]

	GL1	GL2	GL3
Refus à 2 mm [%]	63 – 85 (74)	53 – 79 (66)	44 – 71 (57)
Passant à 0,08 mm [%]	8 – 18 (13)	16 – 26 (21)	25 – 37 (31)
Limite de liquidité, w_L [%]	26 – 52 (39)	32 – 58 (45)	36 – 66 (50)
Limite de plasticité, w_P [%]	9 – 25 (16)	14 – 26 (20)	14 – 34 (24)
$C_{80\mu m} \times I_P$	125 – 265 (195)	300 – 520 (410)	535 – 915 (725)
γ_s [kN/m ³]	> 30	> 29	> 28
γ_{dOPM} [kN/m ³]	21 – 24 (22,5)	19,8 – 23,2 (21,5)	18,5 – 21,5 (20)
Teneur en eau w_{OPM} [%]	6 -11 (9)	8 -13 (11)	10 -16 (13)
I_{CBR} (95% OPM)	22 – 102 (62)	14 – 68 (41)	14 – 46 (30)
Gonflement (moule CBR)	0,1	0,4	0,8

I.1.5. CONCLUSION SUR LES LATÉRITES

L'étude bibliographique réalisée dans cette première section du premier chapitre donne l'idée de la complexité de matériaux latéritiques tant du point de vue de leur définition que de leurs propriétés. Le terme latérite a été très controversé et peut, selon les auteurs, désigner différents sols ou parties de sols. Néanmoins, la plupart des auteurs s'accordent sur quelques points:

- du point de vue géotechnique, seule l'induration est une caractéristique essentielle et spécifique des latérites;
- du point de vue minéralogique, la présence des hydroxydes de fer ou d'aluminium ou les deux à la fois en proportion considérable est inéluctable, de même que la présence d'argiles non gonflantes dont le minéral d'argile le plus commun est la kaolinite et accessoirement sa variété oxydée appelée halloysite.
- du point de vue chimique, bien que la composition chimique des latérites varie dans de larges limites, un fait demeure constant: les faibles quantités de silice combinée en regard de l'aluminium présent.

D'autre part, les propriétés des sols latéritiques sont complexes et ne peuvent être décrites de façon totalement cohérente. L'appréciation de l'induration, qui est une caractéristique commune aux latérites, est empirique car aucune caractéristique liée à la mécanique du matériau ne peut être chiffrée. On peut considérer cependant qu'il y a induration quand le milieu a une consistance dure et fragile.

Les analyses chimiques sont beaucoup trop globales pour révéler la composition, la nature et l'origine des latérites (Campbell, 1917). Des latérites présentant les mêmes propriétés physiques peuvent fortement différer quant à leur composition chimique et, inversement, des latérites présentant une composition chimique comparable peuvent posséder des propriétés physiques très différentes. Depuis des années, de nombreux chercheurs tentent de compléter les déterminations chimiques par des études minéralogiques diverses.

I.2. LES SITES DE KAKANDA ET DE KIPUSHI

I.2.1. INTRODUCTION

Les cités minières de Kakanda, Kipushi et plus généralement le Sud de la province du Katanga ont connu au XX^{ème} siècle une révolution industrielle, principalement liée à l'exploitation des minerais cupro - cobaltifère et à l'industrie métallurgique. Ce passé justifie la présence de nombreuses digues de retenue des rejets miniers dans ces contrées.

Il est question dans cette deuxième section, de donner un aperçu géographique de ces contrées et leurs spécificités quant aux digues de retenue des rejets miniers.

I.2.2. APERCU SUR LE KATANGA

Située au Sud Est de la RDC et entièrement dans l'hémisphère austral, la Province du Katanga occupe la deuxième position parmi les provinces du pays par sa superficie qui représente 21,3% de la superficie nationale soit 496 877 km² [20]. Le Katanga partage avec trois pays la frontière de la RDC: la République Populaire d'Angola au Sud-Ouest, la Zambie au Sud et au Sud Est et la Tanzanie à l'Est

I.2.2.1. Cadre général

La province du Katanga est située dans le Sud-Est de la République Démocratique du Congo, entièrement dans l'hémisphère austral. Limitée par les parallèles 5 et 13,5° de latitude Sud, soit près de 880 km du Nord au Sud et par les méridiens 22° et 31° de longitude Est, soit près de 1000 km de l'Est à l'Ouest, c'est la province la plus méridionale de la RDC. Le relief y est a priori assez monotone; néanmoins il est possible de distinguer des faciès de plaines, de plateaux, de vallons ou encore de monts émergeant çà et là. L'altitude peut atteindre, dans le Sud-Est, des valeurs supérieures à 1500 m (Sakanika, frontière zambienne). Cinq Hauts-Plateaux, distribués en forme de fer à cheval et couverts de sables de type Kalahari, se distinguent. Le Plateau des Marungu dépasse 2.400 m d'altitude. L'ensemble du territoire est parcouru par un nombre élevé de rivières gardant très souvent un débit soutenu au cours de la saison sèche, s'épanchant en zones marécageuses (le Lualaba) ou donnant naissance à des rapides ou des chutes.

I.2.2.2. Climat

Un élément majeur du climat katangais est l'alternance d'une saison humide et d'une saison sèche. Deux types de climats y règnent, une partie de la province connaît un climat tropical humide avec une saison sèche et froide qui dure de deux à cinq mois selon la région et l'autre partie un climat tropical sec dont la durée moyenne de la saison sèche varie de 5 à 7 voire 8 mois. Elle est plus longue et caractérisée par des périodes froides plus intenses au Sud.

La pluviosité moyenne annuelle varie entre 650 et 1550 mm selon les sites, mais ce sont les variations mensuelles qui jouent un rôle prépondérant dans le rythme phénologique. C'est la sévérité de la saison sèche qui marque la variabilité au sein du territoire [20], [21]. La température y varie plus en fonction du relief, de la latitude et de la longitude que de la pluviosité. Ici aussi, c'est principalement dans les variations mensuelles que

se marquent les différences les plus nettes et surtout dans les minima de saison sèche. Sur l'année entière, on enregistre des températures minimales absolues variant entre 10 et 15 °C et des températures maximales absolues variant entre 30 et 38°C selon les sites. On peut également ajouter que l'éloignement de l'équateur s'accompagne d'une diminution progressive des températures minimales indépendamment de l'influence possible de l'altitude et que le climat est plus modéré à l'Ouest du Katanga. Le gel est exceptionnel et surtout limité aux fonds de vallée. En général, le minimum d'humidité relative est observé en juillet pour les régions basses et septentrionales. Par contre, les Hauts-Plateaux ne connaissent pas de grande sécheresse de l'air car la température moyenne y reste peu élevée.

I.2.2.3. Sols

Comme les trois quarts du continent africain, le Katanga présente des affleurements rocheux appartenant au soubassement cristallin précambrien (gneiss, granite et schiste) et aux sédiments (surtout sableux) du pliopléistocène. Les sols rencontrés dans cette région sont ferralitiques, profonds, à horizons peu différenciés et présentent des transitions diffuses ou graduelles. Les sols ferralitiques (latéritiques) rouges et jaunes sont les plus fréquents. Ils peuvent être associés à des lithosols sur cuirasses ferrugineuses ou se développer sur des sédiments meubles sableux. La majeure partie de la réserve minérale est concentrée dans les couches superficielles du sol [22].

I.2.3. LOCALISATION DES SITES D'INVESTIGATION

La cité minière de **Kakanda** est située dans la province cuprifère du Katanga à plus ou moins cent quatre-vingt kilomètres de la ville de Lubumbashi, capitale économique de la RDC, plus précisément au Nord-Ouest de la ville de Likasi, celle de **Kipushi** est située à plus ou moins 30 km de la ville de Lubumbashi. La localité de Kipushi située à proximité de la frontière avec la Zambie, au Sud-Ouest de Lubumbashi a pour coordonnées géographiques 11° 46' S et 27° 14' E.

Les localités citées sont des gîtes bien connus des amateurs avancés de la minéralogie katangaise. Certains sont mineurs, d'autres sont majeurs. Au Katanga, les mines et carrières ou les simples «trous de lièvre (exploitations artisanales)» sont répartis en trois grands groupes principaux [23] présentés sur la figure I.4.:

- *Groupe SUD (région de Lubumbashi):*
Mine de l'Etoile – **Kipushi** – Luiswishi – Lukuni.
- *Groupe CENTRE (région de Likasi):*
Likasi (Panda et Shituru) – Kambove (Kambove Principal, Kambove Ouest, Kambove Puits) – M'Sesa – Shangulowe –

- Kabolela - **Kakanda Sud** – Kasolo – Shinkolobwe – Tantara – Ludjiba – Shamitumba – Swambo – Mindingi – Kasompi.
- **Groupe OUEST:**
Mutoshi (Ruwe) – Kolwezi – Tenke – Musonoi (Musonoi Principal, Musonoi Extensions I et II) – Musonoi IV (Mupine) – Musonoi Est (Musonoi V) – Kamoto Puits et Kamoto Principal – Kamoto Nord – Kamoto Est – K.O.V. (Kamoto IV, sigle pour Kamoto, Oliveira et Virgule) – Mashamba Est – Mashamba Ouest et Dikulowe (Di-Ma) – Katonto – Kalongwe.
 - **HORS – GROUPE:** Kamiaba.

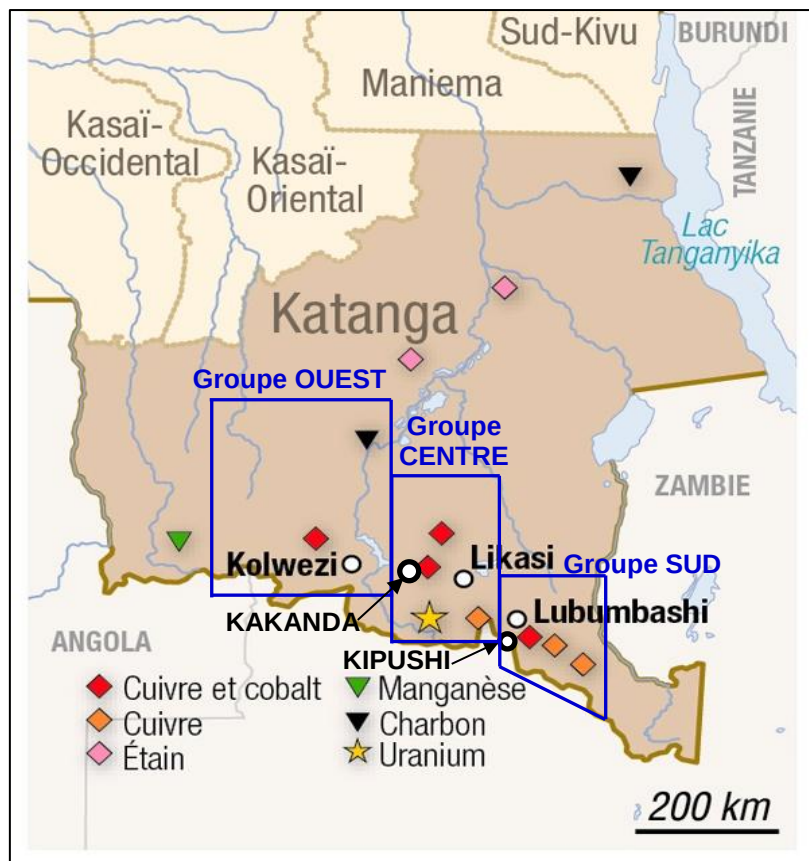


Figure I-4: Répartition de trois groupes dans le copperbelt congolais [24]

La figure I-5 présente la carte géologique du Katanga. Tous les sites d'investigation se retrouvent dans la ceinture cuprifère (copperbelt), dans la série des mines située dans le groupe du Roan.

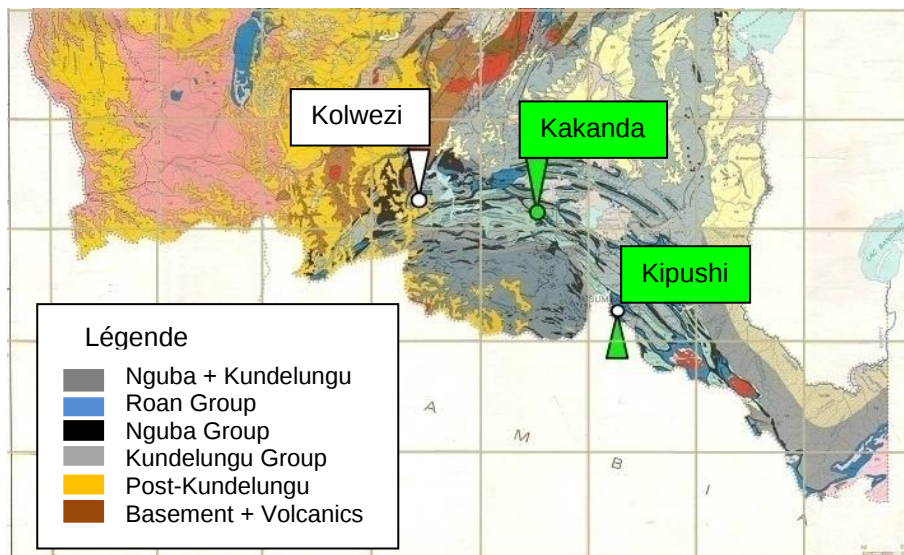


Figure I-5: Carte géologique du Katanga [25]

Le choix de ces sites a été motivé notamment par la disponibilité d'un nombre suffisant de concentrateurs et de digues de retenue des rejets miniers constituées en latérite compactée. Les échantillons utilisés dans la présente étude ont été prélevés dans ces zones.

I.2.4. APERÇU SUR LES DIGUES DE KAKANDA

A KAKANDA, nous trouvons deux digues à rejet construites à l'époque de la Gécamines; la première est nommée «digue principale», la seconde est «l'intermédiaire». La digue intermédiaire était conçue pour le stockage des produits dolomitiques, mais à nos jours elle est presque abandonnée. La principale, généralement appelée la grande digue de Kakanda, a été construite pour endiguer les produits siliceux. La digue de Kakanda constitue un bassin de décantation de solides rejetés par le concentrateur de Kakanda. Actuellement d'autres nouvelles digues ont été construites récemment par l'entreprise Boss-Mining.

I.2.4.1. La grande digue de Kakanda

Vers les années 2005 et 2006, la digue principale était l'unique qui fonctionnait. D'où tous les produits (dolomitiques et siliceux) étaient renvoyés vers le bassin de la grande digue de Kakanda. A l'heure actuelle, le bassin de rétention de la grande digue de Kakanda reçoit et stocke les produits siliceux et dolomitiques issus du concentrateur de Kakanda ainsi que les résidus de l'électrolyse via les digues de Luita.

Un levé topographique de la grande digue a été minutieusement effectué. Les résultats du levé ont été traités numériquement grâce au logiciel SURPAC, les caractéristiques géométriques sont reprises dans le tableau I-5 ci-dessous:

Tableau I-5: Paramètres géométriques de la grande digue de Kakanda

Longueur	Hauteur	Base	Largeur plate-forme	Pente Amont	Pente Aval
240 m	37 m	27 m	8 m	1/1	1/1,5

La figure I-6 ci-dessous présente une photo (à gauche) et une vue satellitaire (à droite) de la grande digue de Kakanda.



Figure I-6: Vue de la grande digue de Kakanda

La grande digue de Kakanda fut construite en 1962. Elle a déjà subi six rehaussements, tels que schématisés sur la figure I-7 ci-dessous.

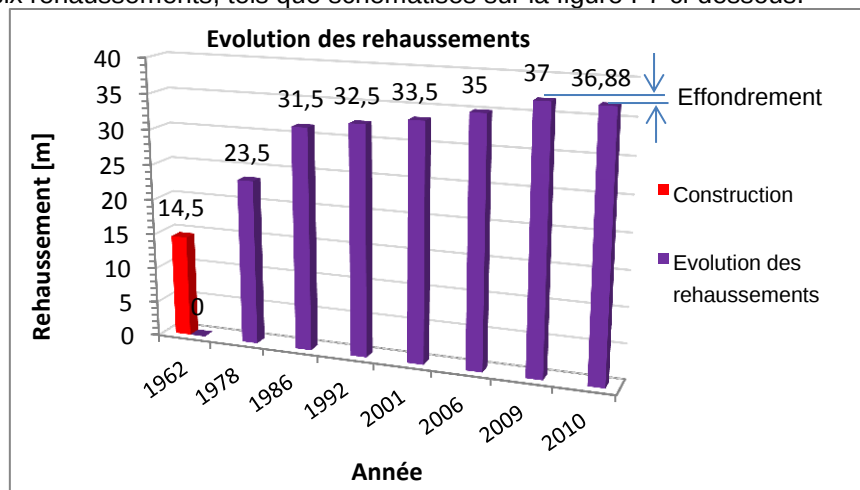


Figure I-7: Evolution des rehaussements de la grande digue de Kakanda

Constituée des sols latéritiques, la grande digue de Kakanda est la plus vieille de la contrée. Elle a été sujette à plusieurs rehaussements dont le dernier date du mois d'août 2009. Deux mois après ce rehaussement de deux mètres, il s'en est suivi des tassements (effondrement figure I.7) engendrant des fissures longitudinales et profondes sur la plate-forme, comme le montre les photos de la figure I-8 ci-dessous. De grands travaux de réhabilitations ont alors été entrepris par l'entreprise qui la gère (Boss-Mining). La figure I-9 schématise ces désordres survenus dans le corps de la digue après rehaussement et inondation.



Figure I-8: Effondrement de la grande digue de Kakanda

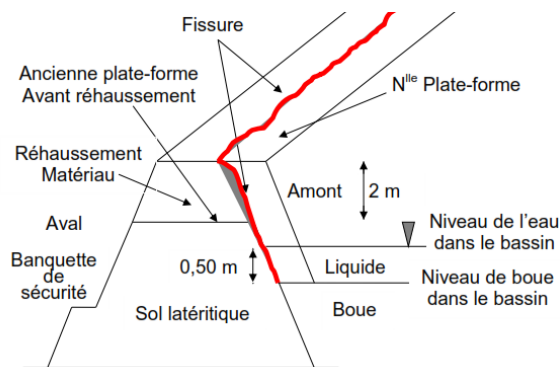
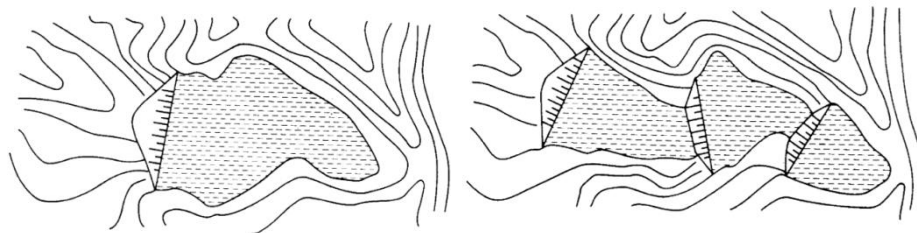


Figure I-9: Schéma des désordres survenus dans la grande digue de Kakanda

I.2.4.2. Le bassin de rétention et les rejets miniers stockés

Toutes choses étant, par ailleurs, égales, il est toujours très avantageux économiquement d'utiliser les dépressions naturelles du terrain pour contenir les déchets. De ce fait, les digues ou barrages de retenue sont très souvent construits dans le creux d'une vallée. Les retenues peuvent être créées de manière « isolée », (figure I-10a), c'est-à-dire que les déchets sont contenus derrière une seule digue, c'est le cas de la retenue de la grande digue de Kakanda, ou bien être construites « en escalier », dans le cas où plusieurs digues d'affilée constituent l'ensemble du bassin, (figure I-10b), c'est le cas du bassin de rétention de Kipushi.

Il existe plusieurs types de retenues en vallée. Le plus utilisé est sans conteste le « Cross-Valley » (vallée en travers) pour lequel une seule digue suffit à contenir le bassin. Il nécessite le moins de matériaux de construction et est donc très avantageux économiquement. Ce type de retenue est généralement situé près de la tête du bassin versant afin de réduire au minimum le débit d'eau de pluie et ainsi minimiser les risques d'inondation. La figure I-11 illustre bien ce cas. Il s'agit d'une image aérienne du bassin de rétention de Kakanda qui est à proximité du concentrateur (KDC).



(a) Digue isolée

(b) Digue en escalier

Figure I-10: Dignes dans une Cross-Valley [26]

Concentrateur
de Kakanda



Bassin de
rétention

Figure I-11: Bassin de rétention et du concentrateur de Kakanda [27]

D'autres types de configuration sont possibles, quand la topographie ne permet pas de solutions aussi évidentes. Lorsque le terrain est trop défavorable, des digues sont nécessaires sur plusieurs côtés de la retenue.

Les figures ci-dessous présentent certains cas possibles

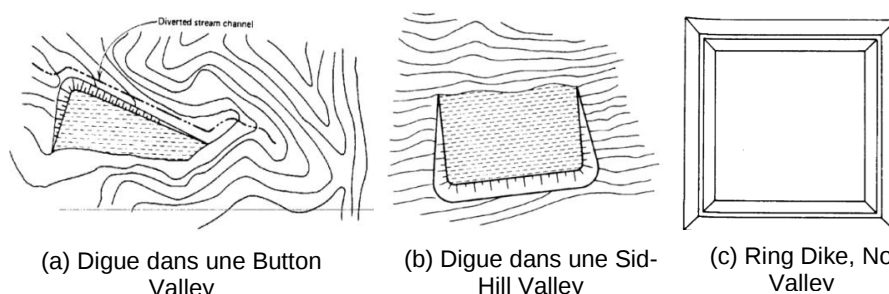


Figure I-12: Configurations de bassin unique à plusieurs digues [26]

Le choix d'une retenue en vallée n'a pas que des avantages. La conception d'un barrage en vallée est particulièrement sensible à la submersion par les eaux des crues, à l'érosion à l'intersection de la digue et du versant de la vallée et à la liquéfaction due à des volumes d'eau plus importants, provenant du bassin versant naturel. Le contrôle des flux à travers, autour, et en dessous du remblai, est, à ce titre, très important pour assurer la stabilité structurelle de l'ouvrage [28].

I.2.5. APERÇU SUR LES DIGUES DE KIPUSHI

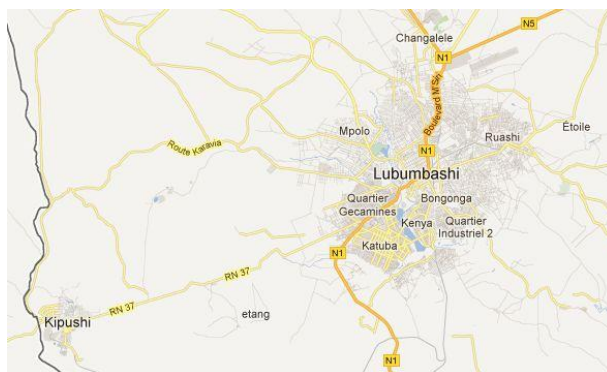


Figure I-13: Ville de Kipushi, au Sud-Ouest de Lubumbashi [29]

Dans la région de Lubumbashi (groupe Sud), on retrouve plusieurs mines : Mine de l'Etoile, Kipushi, Luiswishi et Lukuni. La Compagnie Minière du Sud Katanga C.M.S.K. en sigle, détenue à 60 % par l'Entreprise Générale Malta Forrest (E.G.M.F.) et à 40 % par l'entreprise publique congolaise la Générale des Carrières et des Mines, (Gécamines), détient la mine à ciel ouvert de Luiswishi. Les minerais qui sont extraits de cette mine sont traités au nouveau concentrateur de Kipushi. La Compagnie Minière du Sud Katanga gère le site de Kipushi, y compris le concentrateur et

l'évacuation vers le bassin de retenue des déchets. Ce bassin de retenue est à Kipushi, ville située au Sud-Ouest de Lubumbashi, et qui est visible sur la figure I-13 ci-dessus.

I.2.5.1. Le bassin de rétention et les digues de retenue de Kipushi

A Kipushi, le bassin de retenue est construit en aval du concentrateur, ceci pour faciliter le transport par gravité. La décharge des déchets se fait en un seul point, en amont de la retenue. Sur la Figure I-14, on observe en gris le bassin qui commence à la sortie de la ville.

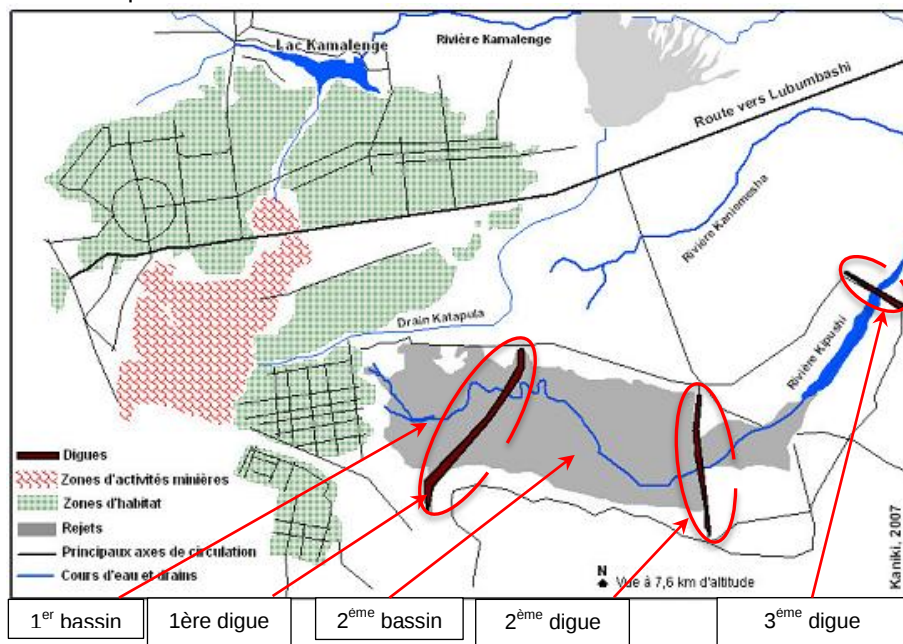


Figure I-14: Vue satellitaire des bassins et digues de Kipushi [30]

Les boues sont amenées par des conduites directement de la sortie du concentrateur jusqu'à l'amont du bassin, au Sud-Est de la ville. La retenue utilise la topographie de ce site et est construite en escalier (cfr. figure I-10.b) dans une Cross-Valley. Au début, il n'y avait qu'une seule digue mais ensuite, la capacité de stockage du bassin atteignant sa limite, une seconde digue a été construite plus en aval. Et ensuite une troisième digue dont une vue est présentée sur la photo de la Figure I-15.

Actuellement, la première et la deuxième digues laissent passer l'eau en surverse et la fait circuler dans le troisième bassin. En 2008, cette troisième digue a dû être rehaussée de deux mètres puisque les boues atteignaient presque le sommet du barrage, la figure I-16 présente le profil en travers de cette digue lors de ce rehaussement.



Figure I-15: Photo de la troisième digue de Kipushi

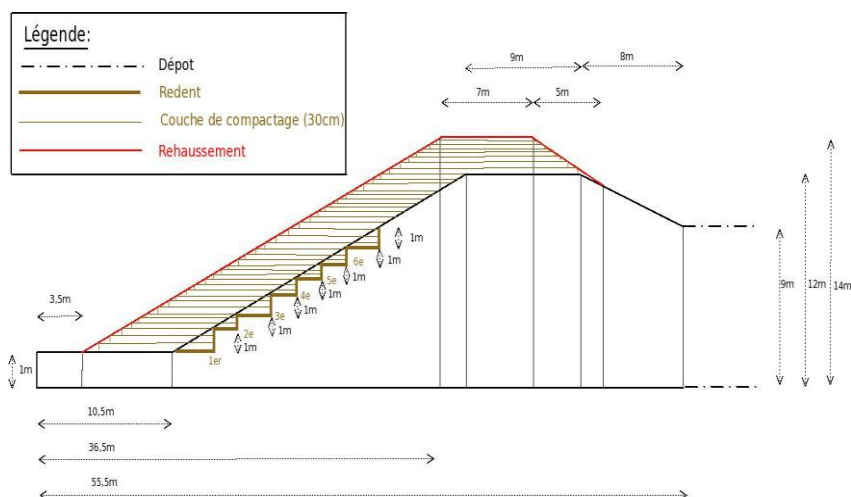


Figure I-16: Profil en travers de la digue de Kipushi (EGMF)

I.2.5.2. Les rejets miniers stockés dans la retenue de Kipushi

Le concentrateur reçoit les minerais sulfurés des mines situées à proximité, notamment la mine à ciel ouvert de Luiswishi. Dans cette mine, la malachite et l'hétérogénite sont extraites, lavées, puis amenées au concentrateur, ce qui permet d'en extraire un concentré de cuivre et de cobalt. Le procédé de flottation demande l'utilisation des produits chimiques. En effet, à Kipushi, les minerais de cuivre et de cobalt suivent un traitement électrochimique, la flottation se fait à l'aide de l'amyloxanthate de potassium (KAX), avec comme déprimant le ZnSO_4 ou le NaCN tandis que l'activation se fait par sulfuration avec le sulfhydrate de sodium (NaSH) ou le CuSO_4 , et la gangue résiduelle siliceuse est ensuite enlevée mécaniquement et renvoyée dans la retenue.

I.2.6. METHODES DE REHAUSSEMENT DES DIGUES DE RETENUE

Du fait des activités de la mine, beaucoup de rejets miniers sont produits et doivent être gérés. Et les résidus liquides issus des concentrateurs doivent être endigués. Pour organiser cette retenue, on peut soit utiliser un barrage de rétention, soit une digue de retenue.

En effet, il existe principalement deux types de structure servant à retenir les rejets miniers: le barrage de rétention et la digue surélevée ou digue de retenue. La principale distinction réside dans le phasage de la construction, qui se déroule en une seule étape jusqu'à la hauteur finale pour le barrage de rétention, alors que la digue de retenue est rehaussée en plusieurs phases, au fur et à mesure que les besoins en capacité augmentent. La digue commence avec un remblai initial et est surélevée quand les rejets miniers augmentent dans le bassin. L'intérêt des digues est leur coût initial, inférieur à celui du barrage, car le placement des matières premières est échelonné sur toute la vie de la retenue et la nature progressive des remblais surélevés permet de résoudre des problèmes qui peuvent survenir pendant la durée de vie de la retenue des rejets.

Les digues peuvent être construites avec des combinaisons de sols naturels, des résidus ou des roches. Il existe trois méthodes de rehaussement schématisées sur la Figure I-17 : la méthode amont, aval et centrale.

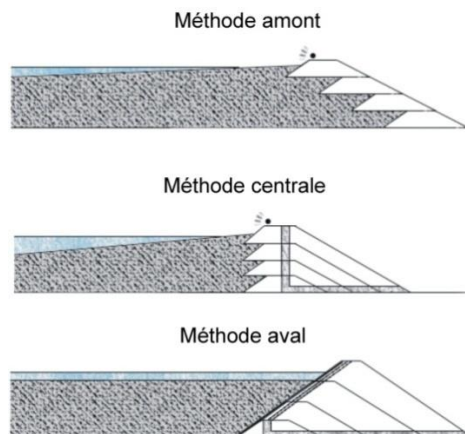


Figure I-17: Méthodes de rehaussement des digues de retenue [27]

I.2.6.1. La méthode amont (cas de la digue de Kakanda)

C'est la plus ancienne et la plus économique des méthodes de rehaussement des digues de retenue des rejets. Les déchets deviennent les fondations du rehaussement prochain de la digue, comme le montre la

figure I-17. Il faut donc que ces déchets puissent assurer ce rôle de fondation. Les digues construites avec cette méthode ont généralement une densité relative assez basse et un degré de saturation important. On peut dès lors assister à une liquéfaction des sols en cas d'activité sismique.

La grande digue de Kakanda est rehaussée par la méthode amont avec comme particularité, la décharge qui se fait, non pas à partir de la crête amont de la digue, mais plutôt en amont du bassin pour ne pas devoir utiliser des tuyaux trop longs. La conséquence de cette particularité dans la méthode est que les particules grossières sédimentent le plus près du lieu de décharge et tout le long de leur parcours dans le bassin, seules les fines particules viennent sédimenter au parement amont de la digue où il y a beaucoup d'eau. Les matériaux d'apport pour le rehaussement se trouvent donc très saturés (risque d'effondrement).

I.2.6.2. La méthode aval (cas de la digue de Kipushi)

Elle est schématisée à la figure I-17. Les digues construites selon cette méthode sont similaires aux barrages « traditionnels » de stockage d'eau. Les rehaussements sont érigés sur la crête et sur l'aval de la digue. On peut remarquer que la crête se déplace au fur et à mesure des rehaussements vers l'aval. Cette méthode permet de réduire les risques de liquéfaction et d'effondrement présents avec la méthode amont. La digue peut être construite avec des déchets ou des matériaux d'emprunt. Ici la stabilité ne dépend pas de la qualité des rejets miniers. Par contre, cette méthode nécessite un volume de matériaux plus important que pour la méthode amont et demande également beaucoup plus d'espace.

La digue de retenue de Kipushi a été construite par la méthode aval. Quoique celle-ci demande beaucoup de matériaux, la latérite est disponible dans une carrière attenante. La décharge des boues se fait le plus en amont du bassin et durant leur écoulement à travers celui-ci, la majorité des particules a déjà sédimenté, en commençant par les particules les plus grosses. A proximité de la digue, il ne reste plus qu'une phase liquide au-dessus des boues de fines particules.

I.2.6.3. La méthode centrale

Elle est schématisée à la Figure I-17. Elle se situe entre les deux méthodes précédentes. Elle gagne en stabilité par rapport à la méthode amont et ne demande pas autant de matériaux que la méthode aval. La crête reste toujours au même endroit.

Chapitre II

THEORIE DE CONSOLIDATION ET COMPORTEMENT DES SOLS SATURES ET NON SATURES COMPACTES

II.1. INTRODUCTION

La mécanique des sols saturés s'est développée dans les pays tempérés où le climat humide maintient la plupart des sols naturels dans un état de quasi saturation [32]. Dans les sols compactés et dans les sols naturels des pays arides, on rencontre des problèmes de gonflement ou de fissuration qui sont dus à la présence de gaz et d'eau dans les pores des sols, aux infiltrations, à la remontée capillaire et à l'évaporation. Pour ces sols, l'ingénieur dispose, avec le concept de contrainte effective de Terzaghi, d'un outil capable de décrire simplement le comportement du sol en tant que milieu biphasique (eau-solide) en distinguant le rôle mécanique de chacune de ces phases ainsi que leur interaction. Le caractère triphasique des milieux non saturés (existence d'une phase gazeuse en plus des phases liquide et solide) complique singulièrement le comportement du matériau par le développement de ménisques eau-air au sein du squelette du sol. Des techniques particulières ont dû être développées pour la mesure de l'état et des lois de comportement de ces sols. Ce chapitre passe en revue certaines de ces approches et présente une définition des différents états de saturation d'un sol, de compactage et de consolidation.

II.2. RAPPEL SUR LA THEORIE DE LA CONSOLIDATION

Pour un matériau poreux, la consolidation résulte de la dissipation de la pression interstitielle, u , du fluide considéré ($u > 0$). En 1923, Terzaghi énonce le principe des contraintes effectives pour les sols saturés sous forme de deux postulats :

- les déformations du sol sont dues exclusivement aux variations de la contrainte effective;
- la contrainte effective est égale à l'excédent de la contrainte totale sur la pression d'eau.

Le couplage entre la contrainte qui s'exerce sur le squelette solide (contrainte effective) et la pression de fluide est donné par la relation de Terzaghi, pour un milieu saturé:

$$\underline{\underline{\sigma'}} = \underline{\underline{\sigma}} - u \cdot \underline{\underline{I}} \quad [\text{II-1}]$$

où $\underline{\underline{\sigma'}}$ est le tenseur des contraintes effectives; $\underline{\underline{\sigma}}$ le tenseur des contraintes totales constant au cours du temps, u la pression interstitielle et $\underline{\underline{I}}$ est le tenseur identité.

Au cours de la consolidation, la contrainte effective, qui s'exerce réellement sur le squelette solide, augmente et le volume du matériau diminue par réduction de l'indice des vides, "e". La consolidation induit par conséquent des déformations différées, fonction de la perméabilité des matériaux. En pratique, cela se manifeste par des tassements de surface et des déformations différées autour des ouvrages.

Il faut parfois distinguer la consolidation primaire qui est celle décrite ci-dessus de la consolidation secondaire qui se traduit par la poursuite des tassements différés quand la pression interstitielle s'est déjà dissipée. Ce dernier phénomène s'apparenterait plutôt à un phénomène de fluage du squelette solide, qu'à une consolidation.

II.2.1. PRINCIPALES CAUSES DES VARIATIONS DE VOLUME DU SOL

Le mot «gonflement» est utilisé ici pour définir une augmentation de volume du matériau, quelle qu'en soit la cause. Un déchargement mécanique, une imbibition, une exfoliation ou des variations chimiques qui induisent une déformation positive, peuvent être la cause d'un gonflement. En revanche, le «tassement» est le terme utilisé pour définir une diminution de volume du sol lors d'un chargement mécanique. La diminution de volume causée par un séchage est définie comme étant le «retrait», et une saturation sous de fortes charges induit un «effondrement».

II.2.1.1. Modification des contraintes mécaniques

La modification de l'état de contraintes totales dans le sol, du fait par exemple de l'adjonction ou de l'enlèvement de charges ou de surcharges conduit, lorsqu'un nouvel équilibre s'est établi, à une déformation du sol, qui se traduit en général par un déplacement en surface (tassement, soulèvement). Ce déplacement est le résultat de la somme des déformations élémentaires créées en tout point du massif de sol par la modification de l'état des contraintes.

II.2.1.2. Modification des contraintes hydriques

Un changement dans l'environnement hydrique du sol conduit à une modification des pressions interstitielles régnant en son sein. Par exemple,

la variation du niveau de la nappe modifie le champ de pression interstitielle aussi bien au-dessus qu'en-dessous du niveau de la nappe, influence l'état de contrainte effective, et induit des variations de volume dans le milieu.

Dans un sol non saturé, la contrainte effective σ' d'après Bishop & Blight (1963) est liée à la contrainte totale σ , à la pression de gaz (en général de l'air) u_a et à la pression de l'eau u_w qui règnent dans les interstices entre les particules par la relation:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) = \sigma^* + \chi s \quad [\text{II-2}]$$

où χ est le coefficient de Bishop généralement relié au degré de saturation, qui varie entre 0 pour un sol sec et 1 pour un sol saturé, $\sigma^* = \sigma - u_a$ est la contrainte nette appliquée et $s = (u_a - u_w)$ est la pression interstitielle négative ou la succion.

Les différentes pressions de l'eau ou de l'air sont considérées par rapport à la pression atmosphérique. La relation [II.2] montre que, si la contrainte totale et la pression de l'air restent constantes et que la pression interstitielle diminue à la suite d'un abaissement du niveau de la nappe, le terme de succion ($u_a - u_w$) croît, entraînant une augmentation de la contrainte effective, ce qui aura pour effet de comprimer le sol et de provoquer un tassement en surface. Cette équation ne traduit pas correctement le phénomène d'effondrement du sol (Jennings & Burland, 1962) [33], [34].

Par des effets capillaires, les sols situés au-dessus de la nappe, niveau défini tel que la succion soit égale à zéro, restent quasi saturés sur une hauteur importante pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres dans les sols argileux et avec une pression interstitielle de l'eau u_w négative.

II.2.1.3. Effet physico-chimique

D'un point de vue microscopique, l'apport d'eau dans le sol et sa fixation au niveau de certaines particules élémentaires ou plaquettes agglomérées en feuillets constituant l'argile conduit à des phénomènes d'hydratation de ces particules entraînant une augmentation de volume. Ce mécanisme d'hydratation est largement conditionné par:

- le type et la nature des minéraux argileux présents et leurs propriétés physico-chimiques;
- la structure du matériau et des particules;
- la pression interstitielle ou la succion régnant dans le sol;
- la concentration ionique du fluide interstitiel, y compris l'eau adsorbée;

- l'histoire du matériau et en particulier les phénomènes de cimentation.

Le gonflement se traduit par une augmentation de volume du matériau en fonction du temps. Il résulte souvent d'une interaction physico-chimique. Le type d'interaction peut varier selon la nature minéralogique du sol. Deux phénomènes se distinguent:

- le gonflement physique par adsorption de molécules d'eau libre;
- le gonflement chimique consécutif à une modification cristallographique du matériau.

Le gonflement physique par adsorption caractérise le comportement des argiles pour lesquelles les phénomènes physico-chimiques se manifestent en fonction du bilan des forces interparticulaires en présence, ce phénomène peut être réversible. L'adsorption physique est due à des forces électrostatiques (forces de van der Waals). Le gonflement va alors se développer, exprimant le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à atteindre un nouvel état d'équilibre. Selon Bultel (2001) cité par Boidy (2002) [35], il est possible d'affirmer que « si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui, la diminution de la succion (pression interstitielle négative, -u) jusqu'à son annulation ».

Le gonflement chimique peut résulter de la formation de corps salins par hydratation. C'est le cas par exemple de l'anhydrite qui est un sulfate de calcium de formule chimique CaSO_4 qui se transforme en gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, par dissolution puis recristallisation, suivant cette réaction chimique:

	Anhydrite	+ Eau	↔	Gypse
Bilan chimique	CaSO_4	+ $2\text{H}_2\text{O}$	↔	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
avec:				
Poids moléculaire [g]	136	36		172
Poids spécifique [g cm^{-3}]	2,92	1		2,32
Volume de solide ou liquide [cm^3]	46	36		74
Solubilité [g/dm^3] à 20°C	3	-		2

La densité du gypse de 2,32 est inférieure à celle de l'anhydrite de 2,92. Le gypse ainsi formé occupe par conséquent un volume supérieur à celui de l'anhydrite.

La transformation de l'anhydrite en gypse se produit sous certaines conditions de température, pression et teneur en eau. L'anhydrite est stable à des températures supérieures à 58°C et une pression proche de 100 kPa, et seul le gypse est stable sous 38°C, selon Bultel (2001) cité par Eric Boidy (2002)[35]. De plus, entre 38 et 58°C, les deux corps coexistent et la réaction sera fonction de la teneur en eau.

De nombreux auteurs ont analysé l'impact des sollicitations mécanique et hydraulique sur la structure interne des sols compactés et naturels. La structure interne des sols particulièrement argileux est directement reliée à certaines caractéristiques du sol telles que: la conductivité hydraulique (Garcia-Bengochea *et al.* 1979, Juang & Holtz 1986, Lapierre *et al.* 1990, Romero *et al.* 1999) [36];, les déformations volumiques lors de la consolidation (Delage & Lefebvre 1984,[37]; Griffiths & Joshi 1989,[38]; Coulon & Bruand 1989, Tessier *et al.* 1992, [39]), les propriétés de la courbe de rétention (Prapahran *et al.* 1985, Romero *et al.* 1999, Aung *et al.* 2001, Simms & Yanful 2002, 2005) ainsi que les variations volumiques des macropores dues aux influences de chargement mécanique et des suctions contrôlées (Gens & Alonso 1992, Wan *et al.* 1995, Al Mukhtar *et al.* 1996,[40]; Qi *et al.* 1996, Alonso *et al.* 1999, Pusch *et al.* 1999, Cui *et al.* 2002, Pusch & Yong 2003, Lloret *et al.* 2003, Simms & Yanful 2004, Cuisinier & Laloui 2004, Romero *et al.* 2005, Koliji *et al.* 2006, Hoffmann *et al.* 2007).

II.2.2. CONCLUSION SUR LES VARIATIONS DE VOLUME DU SOL

L'ensemble de ces résultats montre que:

- le chargement mécanique influence les macropores sans produire des modifications importantes dans les micropores;
- les sollicitations hydriques modifient à la fois les macropores et les micropores;
- la saturation produit une homogénéisation de la structure interne du sol.

II. 3. DIFFERENTS ETATS DE SATURATION D'UN SOL

Dans le cas général, qu'ils soient naturels ou artificiels, les sols sont non saturés: ils contiennent à la fois une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. D'après Wroth & Houlsby (1985) [41] [42], il est possible de distinguer 3 catégories de sols non saturés:

- la phase liquide est continue, la phase gazeuse discontinue;
- les phases liquide et gazeuse sont continues;
- la phase liquide est discontinue, la phase gazeuse continue.

Aitchison (1959) [43] définit quatre états de saturation:

- l'état saturé où le sol est saturé en eau et la succion est nulle ($S_r = 1$ et $s = 0$);
- l'état partiellement saturé où le degré de saturation est voisin de 100 % mais où la succion n'est plus nulle ($S_r \approx 1$ et $s > 0$);
- l'état non saturé où le degré de saturation est très inférieur à 100 % et la succion est non nulle ($S_r < 1$ et $s > 0$);
- le sol sec où le degré de saturation en eau est nul et la succion est très forte ($S_r = 0$ et $s \gg 0$).

Ces différentes phases sont illustrées sur la figure II.1 ci-dessous:

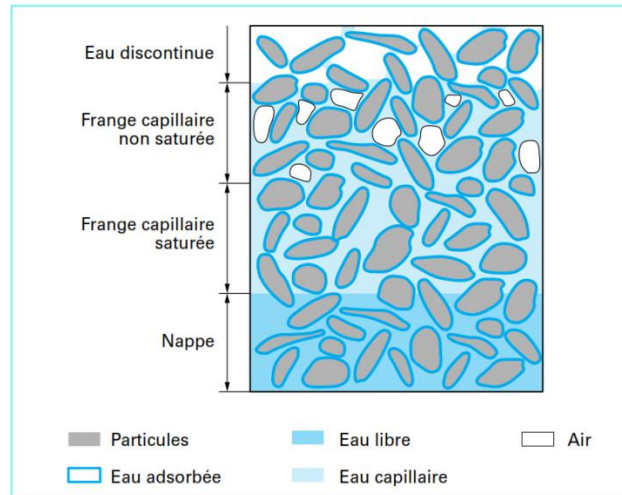


Figure II-1: *Différents états de saturation d'un sol* [43]

II.3.1. DEFINITION

Un **sol saturé** est un milieu bi-phasique (solide et liquide), alors qu'un sol non saturé est un milieu au moins triphasique (phases solide, liquide et gazeuse). Dans un sol non saturé, les pores sont partiellement remplis d'eau et d'air ou éventuellement de gaz, de pétrole,...

L'interaction gaz-eau-solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé beaucoup plus complexe que celui d'un sol saturé. En outre, la pression d'eau est toujours inférieure à la pression de gaz dans un sol non saturé [44]. Cette différence de pression entre le gaz et l'eau, appelée succion, est à l'origine de certains comportements hydromécaniques particuliers du sol non saturé.

Les possibilités d'emploi d'un sol pour la construction des remblais sont contrôlées par deux éléments essentiels : la nature et l'état hydrique, qui constituent le support de base de la classification des sols utilisée en France [GTR, septembre 1992].

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas, ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas, par exemple, de la granularité d'un grave et l'argilosité d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par

l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique.

Le comportement hydromécanique d'un sol dépend non seulement de sa nature (composition minéralogique, granularité,...) et de l'état de l'eau et du gaz qui y sont présents, mais aussi, dans une large mesure, de sa microstructure.

II.3.2. L'EAU ET LE GAZ DANS LE SOL

II.3.2.1. L'eau dans le sol

L'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols. La figure II.2 ci-dessous montre les diverses formes de l'eau présente dans un sol. Les termes soulignés indiquent de l'eau à l'état solide.

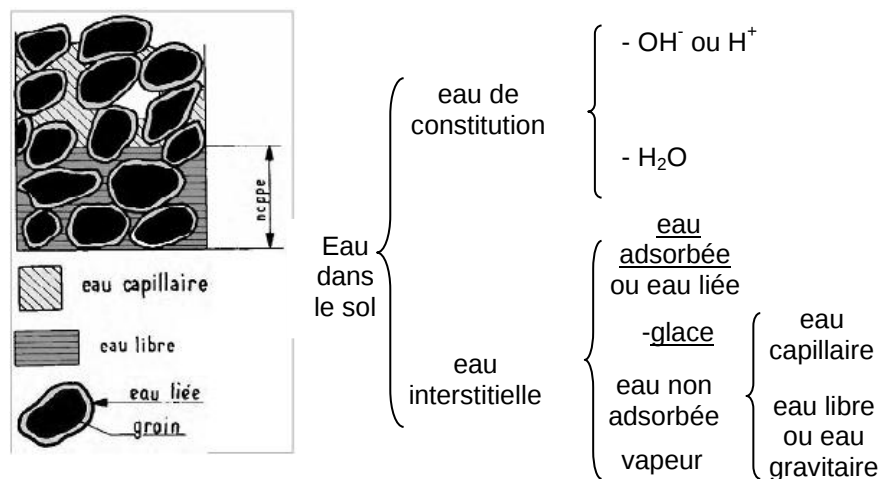


Figure II-2: Différents états de l'eau dans les sols

L'eau de constitution se trouve dans la structure du minéral à une position fixe, soit sous forme d'ions OH⁻ et H⁺, soit sous forme de molécules H₂O. Elle fait partie de la composition chimique du minéral. En général, ce type d'eau influence peu le comportement du sol, sauf lorsqu'il est soumis à une température fortement élevée. Si la température est supérieure à 400°C, cette eau peut quitter la structure du minéral et en modifier ainsi la composition chimique. Il existe aussi de l'eau sous forme de molécules située entre les plaquettes. Ce type d'eau peut quitter la structure du minéral lorsque la température atteint 80 à 120 °C. (Xiang-Ling LI, 1999) [45] L'eau interstitielle est de l'eau présente dans les pores du sol. Son état, ses caractéristiques physico-chimiques, ses interactions avec les autres phases

du sol, etc. influencent fortement les propriétés mécaniques de résistance, l'état de plasticité, la résistance au frottement, la consistance, etc. L'eau adsorbée est présente sur la surface des particules fines de sol, grâce aux propriétés colloïdales des particules argileuses. L'eau non adsorbée est susceptible de s'écouler. L'eau libre ou l'eau gravifique obéit à la loi de Darcy, tandis que l'eau capillaire est associée à la pression capillaire (ou la succion), le sol est alors partiellement saturé.

Le principal effet de l'eau libre sur le comportement du sol se manifeste par la pression hydraulique exercée sur le sol. En outre, lorsque l'eau s'écoule, un effet hydrodynamique se traduit en un effort physique sur les particules: certaines particules extrêmement fines peuvent être emportées (lessivées) par le courant d'eau. Enfin, l'eau peut dissoudre certains sels et modifier la composition chimique des minéraux (cfr. § II.2.1.3). Ces effets physiques et chimiques peuvent être la cause de certaines instabilités du terrain. Du point de vue de l'interaction hydromécanique, la pression d'eau est un facteur capital pour les relations contraintes - déformations d'un sol.

II.3.2.2. Le gaz dans le sol

La phase gazeuse d'un sol non saturé comporte essentiellement de l'air, de la vapeur d'eau et, éventuellement, certains gaz organiques. L'influence du gaz sur le comportement du sol dépend largement du degré de saturation. Lorsque la phase gazeuse est continue, l'effet du gaz sur le comportement hydromécanique se traduit par l'effet de la succion. Par contre, lorsque la phase gazeuse est discontinue et se présente sous forme de bulles d'air piégées dans l'eau par exemple, la phase fluide (mélange d'eau et de bulles d'air) du sol se comporte comme un liquide très compressible.

II.3.2.3. Interaction eau-solide: phénomène d'adsorption de l'eau sur les particules solides

Selon la théorie chimique des colloïdes, lorsque le diamètre d'une particule solide est inférieur à $0,2\mu\text{m}$, cette particule possède des propriétés colloïdales. A cette très petite taille, il existe certains atomes et ions libres sur la surface des particules. Par conséquent, les particules sont dans un champ électrostatique non symétrique. Il en résulte que les particules colloïdales ont tendance à adsorber des molécules polaires ou des ions venant du monde extérieur afin d'atteindre un équilibre électrique. On appelle cette capacité d'adsorption la charge surfacique. C'est essentiellement cette charge surfacique qui provoque, autour des plaquettes d'argile, le phénomène d'adsorption qui influence fortement le comportement hydromécanique des sols argileux.

Les minéraux argileux ont une autre caractéristique importante: une partie de Si et/ ou Al (ou Mg) peut être remplacée par certains cations de basse valence. La conséquence directe de cette substitution isomorphe est de créer un déficit de charges positives dans la structure des minéraux. Ce déficit peut être compensé par l'adsorption d'un nombre équivalent de cations (Ca, Mg, K, Na etc....) présents dans la solution. Cette capacité d'échange d'ions est la deuxième cause du phénomène d'adsorption autour des plaquettes d'argile [46].

II.3.2.4. Interaction gaz-eau: tension superficielle

L'interface entre le gaz et l'eau possède une propriété fondamentale: la tension superficielle. Du point de vue macroscopique, l'interface est soumise à une pression différente de ses deux côtés: pression d'air u_a d'un côté, pression d'eau u_w de l'autre. Dans un sol non saturé, la pression de l'eau est toujours plus faible que la pression de l'air (si l'air est à pression nulle, l'eau est sous tension) [47]. L'équilibre de l'interface est assuré grâce à la tension superficielle.

II.3.2.5. Interactions air-eau-solide: capillarité

Lorsque l'eau est mise en contact avec l'air et un solide, une tension superficielle σ_{aw} se produit le long de la ligne de contact au solide à cause de la différence entre les pressions de l'eau u_w et de l'air u_a agissant sur l'interface. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène de capillarité [48], [49].

II.3.2.6. Différents domaines hydriques

A partir du niveau piézométrique de la nappe phréatique et en remontant jusqu'à la hauteur d'ascension capillaire, l'état hydrique du sol varie. La zone non saturée est appelée la *vadose*. On peut définir trois domaines, plus ou moins distincts suivant la nature du sol comme sur la figure II.3:

1. Le **domaine hygroscopique**: l'eau se trouve sous forme adsorbée autour des grains. La phase liquide est concentrée à la surface des grains alors que la phase gazeuse occupe le reste de l'espace poral. (Figure II.4 (1)).
2. La **zone pendulaire**: ni la phase gazeuse ni la phase liquide ne sont continues. L'eau forme des ponts liquides entre les grains. (Figure II.4 (2)).
3. La **zone funiculaire**: la phase liquide est continue et la phase gazeuse se trouve sous forme de bulles occluses. (Figure II.4 (3)).
4. La **zone capillaire**: Il s'agit d'une zone saturée par capillarité. La phase gazeuse a disparu. (figure II.4 (4)).

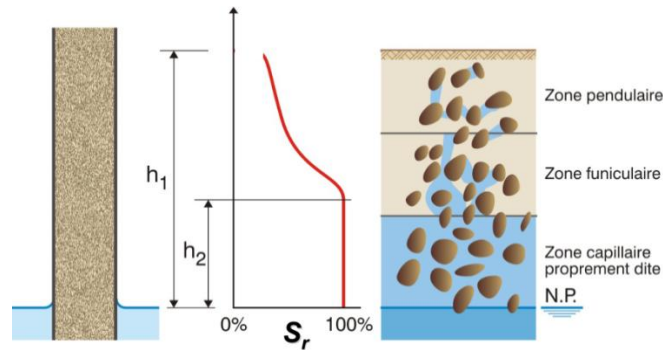


Figure II-3: Les différentes zones hydriques [46]

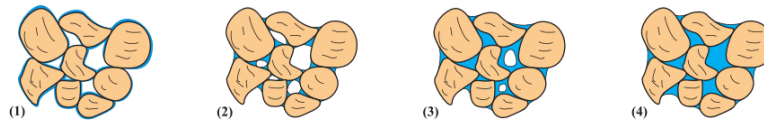


Figure II-4: Schématisation des différents états hydriques d'un sol: (1) état hygroscopique, (2) état pendulaire, (3) état funiculaire, (4) saturation [50]

II.3.2.6. Succion

C'est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau (Delage *et al.* 2001). En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande. Pour des raisons pratiques, on considère deux contributions: la succion matricielle et la succion osmotique. La somme des deux est appelée la succion totale s .

C'est la pression interstitielle négative qui est intéressante, à savoir la succion capillaire ou le potentiel capillaire ou matriciel $\psi = u_a - u_w$, avec u_w , la pression de l'eau interstitielle et u_a la pression de l'air. Ce potentiel s'exprime en pF ($\log_{10}$ de la hauteur d'eau en centimètres correspondant à la succion) ou en unité de pression. (Equivalence des unités des niveaux énergétiques de l'eau dans le sol: $100\text{cbar} = 1\text{atm} = 100\text{kPa} = 1\,000\text{cm d'eau} = pF3$, avec $pF = \log cm_{eau}$)

Dans un sol non saturé, les tensions superficielles dues aux ménisques trouvent une réaction sur les particules solides (figure II-5 (B) et (C)). Ces réactions engendrent certaines contraintes supplémentaires sur le squelette du sol. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général.

Succion matricielle

En absence de contrainte mécanique, le volume du sol peut varier si l'on soumet l'eau contenue dans l'échantillon à un état de tension (l'air restant à la pression atmosphérique). Plus généralement, c'est la différence

entre les pressions de l'air et de l'eau ou la pression capillaire, qui est le paramètre déterminant des mouvements de fluides dans les milieux poreux. Comme décrit ci-avant, à l'échelle d'un pore, cette différence de pression se traduit par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau, comme le montre la figure II-5. Elle est caractérisée par la loi de Jurin:

$$\psi = u_a - u_w = \frac{2\sigma_{aw}\cos\alpha}{r} \quad [II-3]$$

où α est l'angle de mouillage de l'eau sur le solide. En supposant que l'eau est un fluide parfaitement mouillant, cet angle est alors nul.

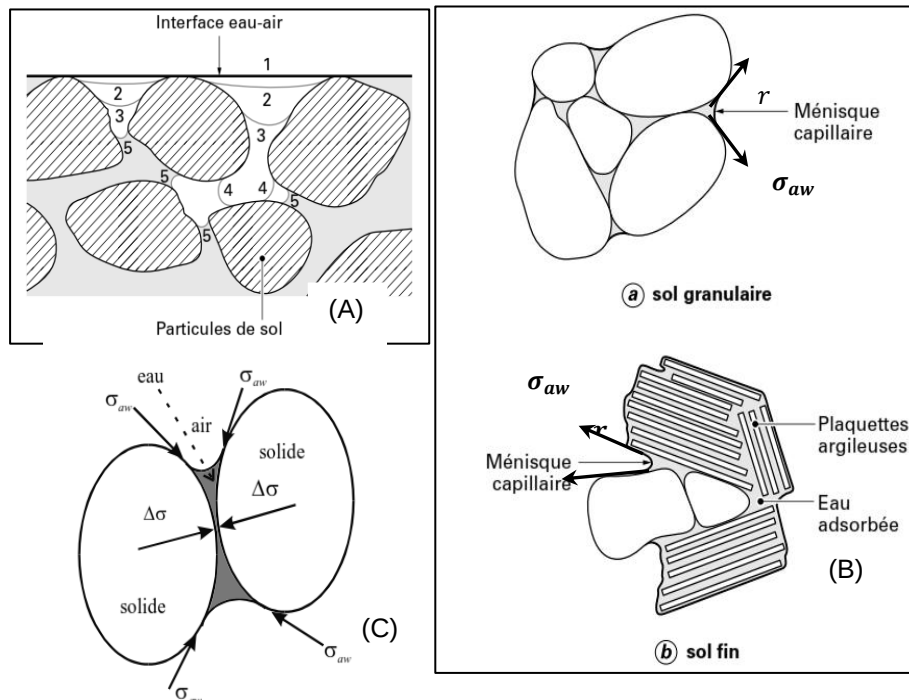


Figure II-5: Début de la pénétration de l'air dans un sol granulaire, d'après Childs, 1969, (A), représentation schématique d'un sol non saturé, Interface air-eau-solide (B) [46] et effets de la succion sur les grains du sol (C) [45].

Succion osmotique

La succion osmotique est due aux effets des sels dissous dans l'eau du sol. Généralement, la succion matricielle est l'élément principal mais la succion osmotique reste une composante à considérer..

II. 4. COMPORTEMENT HYDRIQUE ET COURBE DE RETENTION

II.4.1. MESURE DE LA SUCCION

II.4.1.1 Introduction

Selon Fredlund D.G. (2000, dans: «*The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering*»),[51] la difficulté de l'introduction de la mécanique des sols non saturés, dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques, qui est essentiellement liée au **coût excessif des essais** pour déterminer les propriétés des sols non saturés pourrait être réduite en corrélant les caractéristiques physiques et hydriques des sols (granulo-plasticité,...) à la courbe de rétention d'eau du sol. Cette dernière peut être utilisée pour l'estimation des propriétés du sol non saturé: les fonctions de compressibilité (Alonso et *al.* 1990, [52]; Fleureau 2002), [53]; de perméabilité (Van Genuchten, 1980, [54]) et de résistance au cisaillement (Fredlund, 1995, [55]). Ce qui éviterait le recours systématique à des essais lents et coûteux nécessitant le contrôle et/ou l'imposition de la succion dans les essais géotechniques, ce qui nécessite des équipements appropriés.

II.4.1.2 Techniques de mesure de la succion

Tensiomètre et Plaque de succion

Le tensiomètre est le plus ancien appareil de mesure de la succion. Dans ce dispositif, le sol est mis en contact avec un réservoir d'eau se trouvant à la pression atmosphérique par l'intermédiaire d'une plaque poreuse perméable au liquide et imperméable à l'air. L'eau du réservoir est soumise à une dépression qui, à l'équilibre, mesure la pression capillaire. Ce système limite la gamme de mesure à environ 100 kPa, du fait de la cavitation. En remplaçant l'eau par un autre liquide et en tablant sur les phénomènes d'osmose, la gamme de mesure peut être considérablement étendue (jusqu'à 1,5 MPa). Le principe de la plaque de succion est le même que celui du tensiomètre; elle sert aussi à mesurer la pression négative de l'eau d'un sol dont l'air est à la pression atmosphérique. Par contre, cette technique est essentiellement utilisée en laboratoire. Elle est limitée à une succion maximale de l'ordre de 90 kPa.

Méthode du papier filtre

La méthode du papier-filtre est une méthode de mesure de succion simple et pratique, utilisable dans n'importe quel laboratoire disposant d'un système de pesée précis au 1/10 000^{ème} de gramme. La méthode est basée sur l'emploi d'un papier-filtre dont la courbe de rétention d'eau a été préalablement déterminée au laboratoire. Son principe repose sur le fait qu'à

l'équilibre hydrique la succion matricielle de l'échantillon de sol est identique au potentiel matriciel de l'eau du papier-filtre.

La figure II-6 représente les courbes d'étalonnage sur chemin de drainage (papier-filtre initialement humide) et d'humidification (papier-filtre initialement sec) réalisées par Amraoui (1996) et la courbe d'étalonnage ASTM D-5298-94. On constate que ces courbes ne se superposent pas. D'après l'auteur, cette différence peut être due à la discontinuité entre les différentes méthodes utilisées lors de l'étalonnage [56].

Chaque courbe d'étalonnage (fig. II-6) présente deux segments qui se croisent à une teneur en eau qui est variable selon chaque norme. Pour la branche supérieure (forte succion), l'humidité est retenue sous forme de film autour des particules de sol alors que pour la branche inférieure (faible succion), cette humidité est retenue par capillarité ou par la tension de l'eau entre les particules (ASTM D-5298-94). La courbe d'étalonnage diffère selon que l'on utilise du papier filtre initialement sec ou humide.

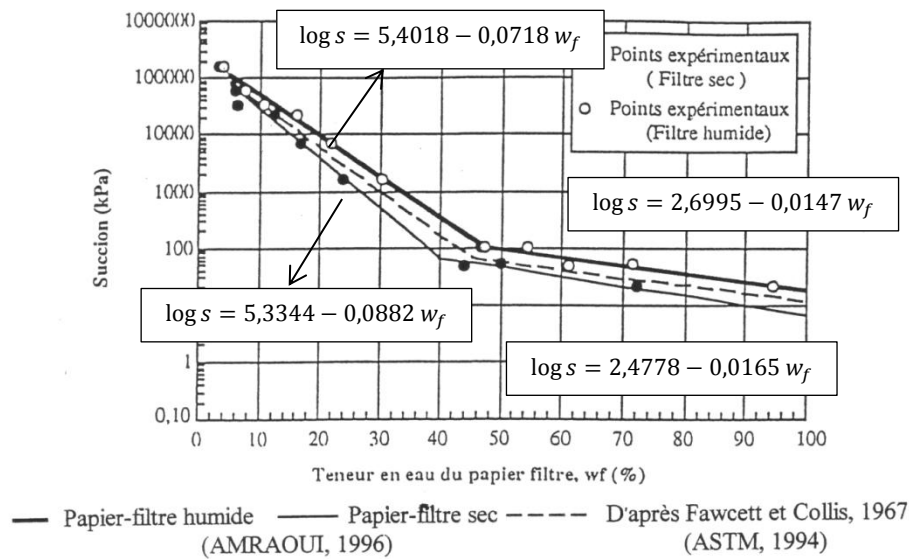


Figure II-6: Courbe d'étalonnage de la succion du papier-filtre Whatman n°42 (Amraoui 1996)

Lee et Wray (1995) signalent différentes corrélations entre la succion et la teneur en eau selon le type du papier filtre utilisé. D'après la norme américaine ASTM D-5298-94 cette corrélation s'exprime pour le papier filtre Whatman n°42 utilisé sec par:

$$\log s = 5,327 - 0,0779 w_f \quad \text{pour } w_f < 45,3\% \quad [\text{II-4}]$$

$$\log s = 2,412 - 0,0135 w_f \quad \text{pour } w_f > 45,3\% \quad [\text{II-5}]$$

Pour le même papier-filtre, cette corrélation s'exprime d'après AMRAOUI (1996) par:

- Sur le chemin d'humidification ou d'imbibition (papier-filtre sec):

$$\log s = 5,3344 - 0,0882 w_f \quad \text{pour } w_f < 39,8\% \quad [\text{II-6}]$$

$$\log s = 2,4778 - 0,0165 w_f \quad \text{pour } w_f > 39,8\% \quad [\text{II-7}]$$

- Sur le chemin de drainage ou de séchage (papier-filtre humide):

$$\log s = 5,4018 - 0,0718 w_f \quad \text{pour } w_f < 47,3\% \quad [\text{II-8}]$$

$$\log s = 2,6995 - 0,0147 w_f \quad \text{pour } w_f > 47,3\% \quad [\text{II-9}]$$

Outre les corrélations d'Amraoui et d'ASTM D-2598-94 (Relations II-4 à II-9), la littérature présente d'autres corrélations d'étalonnage pour le papier-filtre Whatman 42. Le tableau II-1 présente quelques-unes, de ces corrélations proposées par Chandler et al., (1992) [57], ASTM D 5298 [56] et Oliveira & Marinho (2006) [58]. La plupart des courbes d'étalonnage sont bilinéaires avec un point d'inflexion apparaissant à une teneur en eau massique du papier-filtre comprise entre 30 et 50 %

Tableau II-1: *Corrélations de courbes d'étalonnage pour papier-filtre Whatman n°42*

Référence	Succion	Intervalle de w (massique) [%]	Log ₁₀ (Succion) [kPa]
Chandler & Gutierrez (1986)	matricielle	(*)	2,85 – 0,0622 wf
Chandler et al. (1992)	matricielle	< 47	4,842 – 0,0622 wf
		> 47	6,050 – 2,48 Log wf
Oliveira & Marinho (2006)	Matricielle	< 33	4,83 – 0,0839 wf
	et totale	> 33	2,57 – 0,0154 wf

(*) plage de succion: 80 – 6000 kPa.

Dans ce travail, la méthode du papier-filtre a été utilisée. La procédure de détermination des composantes de la succion d'un sol par cette méthode est exposée dans la norme ASTM D 5298 – 94 (1995). La méthode du papier filtre consiste à disposer au contact d'une éprouvette un papier filtre et à placer l'ensemble dans une enceinte close. Dans cette enceinte est

introduit un autre papier qui n'est pas en contact avec l'éprouvette. Une fois l'équilibre atteint, la teneur en eau de chaque papier est déterminée. La succion correspondant à cette teneur en eau, évaluée en utilisant la courbe d'étalonnage du papier, est égale à celle du sol. Dans le cas où le papier-filtre est en contact avec le sol, on mesure la succion matricielle, en revanche, s'il n'y a pas de contact, on détermine alors la succion totale du sol. Le papier-filtre utilisé est le papier Whatman n° 42.

Une manière simple de le faire c'est d'utiliser le principe de la figure II-7, Delage et al. (2001). Il consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et à attendre (au moins 24 h) l'équilibre des suctions entre le sol et le papier-filtre, en évitant toute évaporation; on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique. On extrait ensuite les papiers-filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au 1/10 000^{ème}. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau permet d'accéder à la succion du papier-filtre et donc du sol.

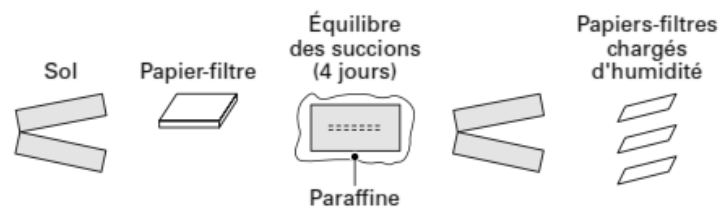


Figure II-7: Méthode du papier-filtre, Delage et al. (2001)

Mesure psychrométrique de la succion

Le psychromètre est un appareil qui mesure l'humidité relative h_r de la phase gazeuse du sol. Des considérations thermodynamiques permettent d'établir une relation avec la pression capillaire qui, dans une large gamme de valeurs, correspond à des valeurs de h_r supérieures à 99 %. Cette méthode, qui se prête bien à l'automatisation des mesures, convient dans une gamme variant de 100 kPa à 15 MPa. Les psychromètres présentent l'inconvénient d'être sensibles aux fluctuations de température.

II.4.2. COURBE DE RETENTION

L'une des propriétés hydriques importantes des sols non saturés c'est la courbe de rétention. Pour un sol donné, des variations du degré de saturation vont entraîner des variations de succion. Le degré de saturation peut être remplacé par la teneur en eau massique w ou la teneur en eau volumique θ .

La relation entre la teneur en eau du sol et la succion correspondante est appelée courbe de rétention de l'humidité du sol. Cette courbe est caractéristique pour chaque type de sol. On peut également l'appeler la courbe caractéristique d'humidité du sol. Elle peut être obtenue par drainage, séchage d'un sol initialement saturé ou bien par humidification, mouillage d'un sol initialement sec. On parlera de courbe de désorption dans le premier cas et de courbe de sorption dans le second. Cette relation n'est pas unique. L'hystérésis de cette courbe a été expliquée par différents auteurs (Hillel, 1988), il serait lié à une variation de l'angle de contact en fonction du processus (humidification ou bien dessiccation), à la présence d'air piégé dans le sol, aux éventuels couplages hydromécaniques et à la non-uniformité géométrique des pores.

Ce type de relations, que l'on appelle la *courbe caractéristique de sol-eau*, est connu depuis longtemps pour différents types de sol. C'est Buckingham (1907) qui a déterminé, pour la première fois, cette relation pour divers types de sols, mais c'est probablement Shofield (1935) qui l'a déterminée par des essais proches de ceux réalisés aujourd'hui et qui l'a présentée sous sa forme actuelle [59].

Il s'agit donc d'un outil conceptuel permettant d'appréhender le comportement hydrique sur toute l'étendue de la gamme de succions. L'échelle de l'axe des succions est généralement considérée en coordonnées logarithmiques de base 10 (Figure II-8).

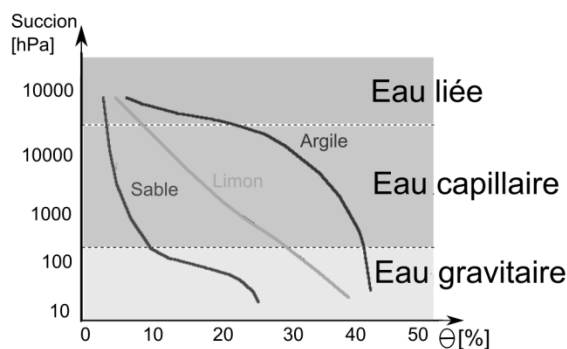


Figure II-8: Courbes de rétention de trois types de sols [50]

Il existe plusieurs méthodes pour obtenir ces relations, à savoir la marmite à pression, l'œdomètre, l'essai triaxial, un appareil spécialement conçu pour ce type de détermination, comme celui de Fredlund (Vanapalli, Fredlund & Pufahl, 1999) qui est un œdomètre avec contrôle de la pression d'air, voire une petite centrifugeuse (Khanzode, Fredlund & Vanapalli, 2000).

Les Figure II-9 et II-10 (Salager S.) [50] illustrent les allures classiques de courbes de rétention pour différents types de sol. La teneur en eau de saturation w_{sat} est inversement proportionnelle à la compacité.

Sur la figure II-9, pour un sol limoneux, la succion est représentée en échelle logarithmique et en échelle arithmétique. La pression d'entrée d'air, à savoir la pression d'air nécessaire requise pour que l'air puisse traverser la totalité des pores du sol, est définie sur le diagramme semi-logarithmique. On voit que le mode de représentation est important: Dans la représentation arithmétique, la pression d'entrée d'air n'est presque plus perceptible.

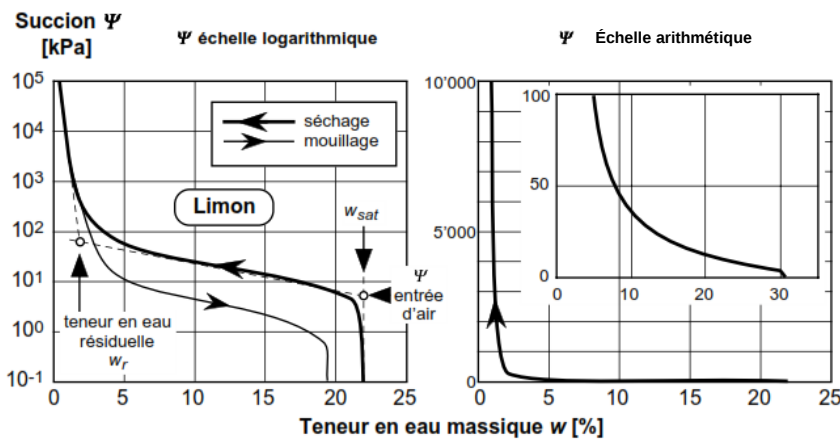


Figure II-9: Succion capillaire en fonction de la teneur en eau [59]

La dessiccation met en évidence l'existence d'un domaine saturé ou très proche de saturation à succion non nulle, ce qui correspond à l'état partiellement saturé défini par Aitchison (1959) (cfr. II.3). La succion s_{air} , à partir de laquelle l'air commence à pénétrer dans le sol, est appelée le point d'entrée d'air (Figure II-9). Les mécanismes régissant la succion dépendent de la teneur en eau du milieu (McQueen & Miller, 1974). A des teneurs en eau faibles, l'eau interstitielle est principalement sous forme de couches minces sur les surfaces de particules (*c'est l'état hygroscopique figure II-4.(1)*) où les effets de la succion sont gouvernés par la surface spécifique de sol. Par ailleurs, pour les succions faibles (*état funiculaire figure II-4 (3) et figure II-4 (4)*), le mécanisme dominant devient la succion capillaire gouvernée principalement par le type de particule, la structure de pores et la distribution de pores. La succion osmotique a toujours la même influence sur la gamme entière de la teneur en eau.

II.4.3. PERMEABILITE A L'EAU

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique. Cette dernière caractérise la distribution des dimensions des pores dans le sol. Dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé être constant. Mais, dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation. Physiquement, au fur et à mesure que le sol se sature c'est-à-dire, on est sur un chemin d'humidification (ce qui est le cas dans les digues), l'air est de plus en plus chassé du volume des pores de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus large et ouvert. Par conséquent, la perméabilité augmente considérablement lorsque la saturation augmente. Par contre la perméabilité diminue fortement lorsque la saturation diminue. En effet, 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.

La perméabilité est fortement influencée par la variation de la succion, mais peu influencée par la variation de la contrainte. L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. L'effet de la contrainte 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 liée à la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même, Fredlund *et al.*, (1993) [44].

En conséquence, la loi d'écoulement pour un sol saturé, loi de Darcy, a été généralisée à un milieu non saturé de la manière suivante:

$$v_w = -k_w(s)\nabla h_w \quad [\text{II-10}]$$

où v_w est 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).

II.4.3.1. Conductivité hydraulique en fonction de la pression interstitielle

On commence par déterminer la relation entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau (ou le degré de saturation). La mesure en régime transitoire se fait dans la marmite à pression. Avec ce dispositif, on mesure la vitesse avec laquelle l'eau contenue dans l'échantillon de sol non saturé s'en échappe. Une pression d'air est appliquée dans la marmite et l'on mesure la perte d'eau en fonction du temps par lecture du déplacement du ménisque dans le tube connecté à la céramique poreuse. Lorsqu'il n'y a

plus de mouvement d'eau dans le tube on augmente la pression et l'on répète les mesures. Les pas de pression doivent être assez petits pour que l'on puisse admettre que la conductivité hydraulique est constante pendant le pas. Ensuite, on passe de la teneur en eau à la succion capillaire par une relation du type de celles montrées sur les figures II-10 connaissant le type de sol et sa courbe de rétention de l'humidité.

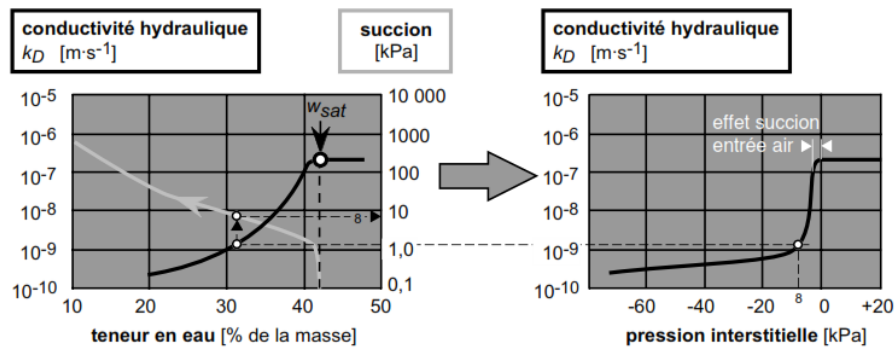


Figure II-10: Conductivité hydraulique en fonction de la pression interstitielle pour un limon Dysli (1991) [59]

II.4.3.2. Modèles de perméabilité dans les sols non saturés

Pour décrire les variations de la perméabilité dans les sols non saturés, diverses lois ont été proposées. Quelques équations fréquemment utilisées sont reprises dans tableau II-2. [60], [61]

Tableau II-2: Quelques lois de perméabilité k_w en fonction de la succion s ou de la saturation S (Cui Y.J., 1993) [62]

Auteurs	Modèle	
Imray (1954)	$k_w = k_s \left(\frac{S - S_r}{1 - S_r} \right)^3$	k_s : est la perméabilité en état saturé S_r : degré de saturation résiduelle
Corey (1957)	$k_w = k_s \left(\frac{S - S_r}{1 - S_r} \right)^4$	S : degré de saturation
Gardner (1958)	$k_w = \frac{k_s}{1 + (a * s)^b}$	a, b sont des paramètres du sol
Scott (1963)	$k_w = k_s [1 - n(1 - S_r)]$	n est la porosité
Brooks et Corey (1966)	$k_w = k_{w0} \quad \text{si } s \leq s_b$ $k_w = k_{w0} \left(\frac{s}{s_b} \right)^n \quad \text{si } s > s_b$	s_b, n sont des paramètres

Campbell, Brooks & Corey (1966)	$k(\theta) = k_s \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^\beta$	θ : teneur en eau volumique θ_s : teneur en eau en conditions saturées β : paramètre d'ajustement
Brutsaert (1968)	$k_w = k_s (S_r)^n$	n : constant
Gardner (1970)	$k(s) = \frac{k_s}{1 + s/s_m}$	s_m : succion matricielle pour laquelle $k = 0,5 k_s$
Van Genuchten (1980)	$k(\theta) = k_s e^\lambda \left[1 - (1 - S e^{1/m})^m \right]^2$	θ : teneur en eau résiduelle k_s : taux de saturation λ : facteur de connectivité des pores

II.4.4. CARACTERISTIQUES DE PERMEABILITE

II.4.4.1 Conductivité hydraulique.

Le sol est un ensemble de particules solides, un milieu poreux dispersé dont l'assemblage est souvent caractérisé par plusieurs niveaux d'agréation de particules et sa déformabilité.

La perméabilité intrinsèque d'un sol est une mesure de sa capacité à laisser passer un fluide. Elle est notée K et a comme unité le Darcy. Un Darcy vaut $0,987 \text{ } [\mu\text{m}^2]$. On définit également le coefficient de perméabilité ou la conductivité hydraulique k , qui est le rapport entre la perméabilité intrinsèque et la viscosité du fluide. Dans le sol, le fluide est généralement de l'eau, k s'exprime en $[m/s]$. La perméabilité des sols est une fonction complexe d'un certain nombre de facteurs tels que le volume des vides, la tortuosité du système poreux, la structure des particules solides (forme et dimensions des grains) et leurs compositions chimique et minéralogique, ainsi que d'autres facteurs d'origine thermique qui agissent directement sur la viscosité du fluide et du squelette (Nassima, 2006) [63].

La recherche d'une relation entre le coefficient de perméabilité et l'indice des vides a fait l'objet de nombreuses études expérimentales. Il en est résulté une relation semi-logarithmique de la forme:

$$\Delta e = -C_k \Delta(\log k_v) \quad [\text{II-11}]$$

Qui peut aussi s'écrire sous la forme:

$$k_v = k_{v0} \exp\{(e - e_0)/0,434 C_k\} \quad [\text{II-12}]$$

où C_k désigne le taux de variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides, et k_{vo} le coefficient de perméabilité correspondant à l'indice des vides en place e_o .

La perméabilité est une grandeur intégrant les caractéristiques géométriques de l'espace poral à différentes échelles. Plusieurs échelles d'écoulement existent dans un milieu poreux:

II.4.4.2. L'échelle macroscopique de Darcy

A l'échelle d'une colonne de sol au laboratoire ou celle d'un profil vertical de sol sur le terrain, on considère généralement que les écoulements d'eau sont décrits par la loi empirique de Darcy. La conductivité hydraulique k (en m/s) caractérise macroscopiquement l'aptitude d'un volume homogène et isotrope de sol, ou de milieu poreux quelconque, à conduire une eau pure et incompressible. Si l'on découple les propriétés du fluide eau de celles du milieu poreux, on écrit:

$$k = K \frac{\rho g}{\eta} = K \frac{\gamma_w}{\eta}, \quad [II-13]$$

où $\rho g/\eta$ introduit des constantes caractéristiques de l'eau pour une température donnée (avec η la viscosité de l'eau, ρg son poids volumique) et K est une caractéristique du milieu poreux nommée perméabilité (en m^2) [64]. A cette échelle, le milieu poreux est défini comme un milieu continu et la perméabilité se mesure. A une échelle plus fine, où la distinction est faite entre les phases solide et vide, on peut essayer de la calculer à partir de la géométrie de l'espace poral. La perméabilité intrinsèque d'un volume de matériau poreux se mesure lorsqu'il est saturé par un fluide. Lorsque plusieurs fluides sont en présence, la perméabilité relative à un des fluides caractérise la fraction du volume poreux remplie par ce fluide.

II.4.4.3. L'échelle des équations de mouvement d'un fluide: Equations de Navier Stokes

Dans un milieu fluide continu représenté par des champs de vitesses et de pressions ponctuelles, les mouvements du fluide sont régis par les équations différentielles de Navier-Stokes. Dans des cas très simples, on sait intégrer ces équations (Ganoulis, 1989); on sait déterminer en particulier le flux d'eau traversant une fracture ou un tube lorsqu'un gradient de pression est appliqué entre chaque extrémité (loi de Poiseuille) [65]. Dans le cas d'un milieu poreux naturel comme le sol, l'intégration mathématique des équations de Navier-Stokes est particulièrement difficile, car les solides sont des obstacles à l'écoulement des fluides qui fournissent des conditions aux limites très complexes.

II. 5. COMPORTEMENT MECANIQUE

II.5.1. COMPRESSIBILITE - TASSEMENT

La compressibilité des sols, sous l'action de leur poids propre et des surcharges qui les sollicitent, se manifestent par un transfert progressif de charges du fluide interstitiel, généralement de l'eau, vers le squelette, constitué par des particules minérales associées parfois à des éléments organiques pour les sols superficiels, selon leur milieu de déposition, en fonction des conditions aux limites spatiales et temporelles de drainage. Au fur et à mesure que le temps passe, le matériau acquiert une certaine résistance et devient de moins en moins déformable.

Les déformations sont bien étudiées en mécanique des sols (Costet et Sanglerat, 1981), essentiellement les tassements sous l'effet d'une charge mécanique appliquée à la surface du sol. La diminution du volume total d'un échantillon de sol saturé d'eau et drainé est une fonction de la pression mécanique appliquée, et se représente sous forme de courbes œdométriques qui dépendent du type de sol. La structure des sols est plus ou moins modifiée par un compactage suivant l'état hydrique auquel il a lieu [66].

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par les nouvelles normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire. L'amplitude des déformations du sol dépend de la nature, de l'état du sol et des charges appliquées. Ces charges sont limitées par les conditions de stabilité qu'il faut respecter lors de la conception des ouvrages. En pratique, les fondations superficielles de bâtiments sont construites sur des sols relativement résistants et subissent des déformations faibles, que l'on peut habituellement estimer par un calcul linéaire. Les déformations les plus importantes sont celles des massifs d'argiles molles saturées, qui peuvent durer pendant des périodes longues (quelques mois à quelques dizaines d'années). Dans ce cas, on utilise une loi de déformabilité non linéaire (semi-logarithmique) pour évaluer l'amplitude finale du tassement et des déformations horizontales, et l'évolution du tassement au cours du temps est analysée en tenant compte de l'effet de la perméabilité du sol sur la vitesse de déformation (consolidation) et de la viscosité du sol (fluage) [67], [68].

II.5.2. PARAMETRES DE COMPRESSIBILITE ET DE CONSOLIDATION

La compressibilité d'un sol peut être évaluée à l'aide de trois paramètres. Pour les sols saturés, ces caractéristiques de compressibilité (pression de préconsolidation σ'_p , indice de compression C_c et indice de

gonflement C_s) se déterminent classiquement à partir des essais œdométriques conventionnels à chargement par paliers. Les valeurs de ces paramètres peuvent être influencées par la qualité des éprouvettes d'essais et des méthodes expérimentales utilisées, ainsi que par d'autres facteurs plus ou moins appréciables comme la température, l'humidité, la composition chimique du fluide interstitiel ou la composition minéralogique du squelette. Ces paramètres peuvent être déterminés graphiquement sur la courbe représentant les variations de l'indice des vides en fonction des contraintes appliquées. Cette courbe, appelée courbe de compressibilité, est généralement représentée dans un diagramme ($e, \log \sigma'$) proposé par Casagrande (1936) et confirmé par la suite par d'autres chercheurs à travers le monde.

Les variations de l'indice des vides en fonction des contraintes effectives peuvent être représentées par une loi semi-logarithmique caractérisée par la relation suivante:

$$\Delta e = -C_x \Delta(\log \sigma') \quad [\text{II-14}]$$

dans laquelle $C_x = C_s$ dans le domaine surconsolidé ($\sigma' < \sigma'_p$) et $C_x = C_c$ dans le domaine normalement consolidé ($\sigma' > \sigma'_p$)

La pression de préconsolidation σ'_p , définie comme la pression maximale subie par le dépôt d'argile en place au cours de son histoire constitue une limite qui sépare le domaine surconsolidé du domaine normalement consolidé. Cette pression peut donc fournir une indication intéressante sur la pression à laquelle le sol en place est capable de résister sans subir de grands tassements dont les conséquences pourraient être préjudiciables à la sécurité des biens et des ouvrages. Les indices de gonflement C_s et de compression C_c correspondent aux pentes des deux branches linéarisables de la courbe de compressibilité situées respectivement avant et après la pression de préconsolidation σ'_p

Pour les sols non saturés, ces trois paramètres de compressibilité: la pente de compression vierge $\lambda(s)$, la pente de rebond élastique κ et la pression de préconsolidation $p_0(s)$ se calculent en utilisant le plan ($e - p^*$) pour représenter les données où p^* est la pression moyenne nette. La plupart des résultats disponibles dans la littérature s'accordent sur le fait que la pente de déchargement, κ , est indépendante de la succion (Alonso et al., 1990) [52]. Certains auteurs notent cependant une augmentation de κ avec la succion (Vicol, 1990; Cui et al., 1996; Rampino et al., 2000) [69], ou une diminution (Futail et al., 2002). Néanmoins, le comportement élastique des sols non saturés n'a fait l'objet que de rares études spécifiques qui permettraient d'augmenter la connaissance du comportement dans ce domaine (Wheeler, 1997; Di Mariano et al., 2002) [70].

II.5.2.1. Comportement volumique

Les résultats des essais œdométriques et isotropes à succion contrôlée montrent que :

- la compressibilité du sol diminue lorsque la succion augmente: la succion rend le sol plus "rigide" (Alonso et al., 1990);
- la pression de préconsolidation augmente quand la succion augmente: la succion rend la surface de plasticité plus grande

II.5.2.2. Le phénomène d'effondrement sous charge et de gonflement.

Les sols effondrables sont des sols qui se caractérisent par l'existence de liens entre leurs différents constituants. Ces liens peuvent être de nature chimique, cimentations par différents minéraux, ou bien minéralogiques, par les argiles. Lorsque ces sols sont humidifiés, les liens entre les constituants sont détruits, soit par dissolution, soit par hydratation des argiles, entraînant ainsi une forte réduction de leur indice des vides, ce qui correspond à un effondrement. Lorsqu'un sol initialement non saturé est humidifié sous une faible charge verticale, une tendance à un léger gonflement est observée. En revanche, si la charge appliquée est suffisamment importante, une réduction de l'indice des vides se produit lors de la mise en eau: c'est le phénomène d'effondrement [49].

La contrainte verticale influence l'importance des gonflements et effondrements. Ce dernier cas est illustré par la figure II-11 à partir des résultats d'essais œdométriques à succion contrôlée [34], [45].

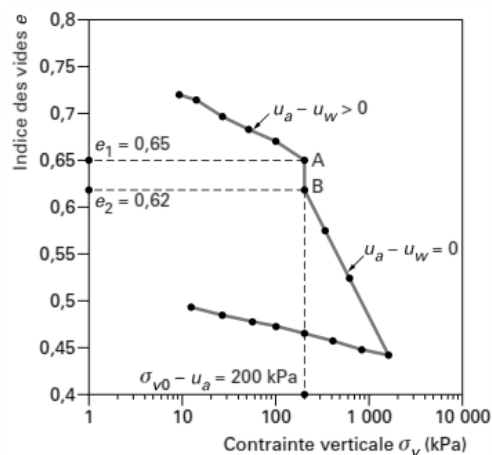


Figure II-11: Effondrement du loess de Picardie à l'œdomètre (Delage P., Cui Y-J., 2001) [34]

Sur cette figure, un échantillon de loess de Picardie a été comprimé à l'œdomètre à teneur en eau constante (suction non nulle), jusqu'à une contrainte moyenne nette $\sigma_{v0} - u_a = 200 \text{ kPa}$. Il est alors remouillé sous contrainte constante, ce qui entraîne un effondrement traduit par une diminution de l'indice des vides de $e_1 = 0,65$ à $e_2 = 0,62$. La contrainte est ensuite augmentée et on suit alors une courbe œdométrique classique de sol saturé. Ce comportement observé remet en cause la relation de Bishop & Blight (1963) (Equation II.2). En effet, lors de l'effondrement, la suction décroît vers zéro, ce qui diminue la contrainte effective de Bishop: $\sigma' = \sigma^* + \chi s$ et qui entraînerait un léger gonflement (augmentation de l'indice des vides), pourtant c'est le tassement qui s'en suit car l'indice des vides diminue de 0,03.

II. 5.3. COMPACTAGE

II.5.3.1. Comportement caractéristique des sols pour leur utilisation en remblai

Les études de laboratoire pratiquées pour la conception et la construction des remblais sont généralement de deux types: les essais d'identification du sol (ses limites de plasticité w_p et de liquidité w_L , son indice de plasticité I_p , sa granulométrie, notamment les proportions de particules fines et de particules graveleuses, le pourcentage de matières organiques, le poids volumique des particules γ_s) et des études de comportement qui reposent sur "l'essai Proctor" et "l'essai d'indice portant immédiat". Ces études de comportement permettent de déterminer plusieurs familles de courbes, dont les principales sont les courbes Proctor et les courbes IPI - CBR après immersion.

On appelle "courbe Proctor" la courbe reliant les densités sèches d'un matériau à ses teneurs en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe Proctor obtenue pour une énergie égale à 5 N.cm/cm^3 est appelée "courbe Proctor Normal" et constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai alors que la courbe "Proctor Modifié" correspondant à l'énergie de 25 N.cm/cm^3 , constitue la référence pour évaluer le compactage des matériaux de chaussées.

On constate sur la figure II-12 que les deux courbes présentent la même allure: une augmentation de la densité en fonction de la teneur en eau jusqu'à une certaine valeur maximale et une chute. Les pics de ces courbes correspondent aux densités maximales de compactage obtenues pour ces matériaux et l'énergie de compactage considérée. La teneur en eau correspondant à chaque densité maximale est appelée teneur en eau optimale. Sur cette même figure sont représentées les courbes de saturation à 80 et à 100% pour le matériau de Schaeffner.

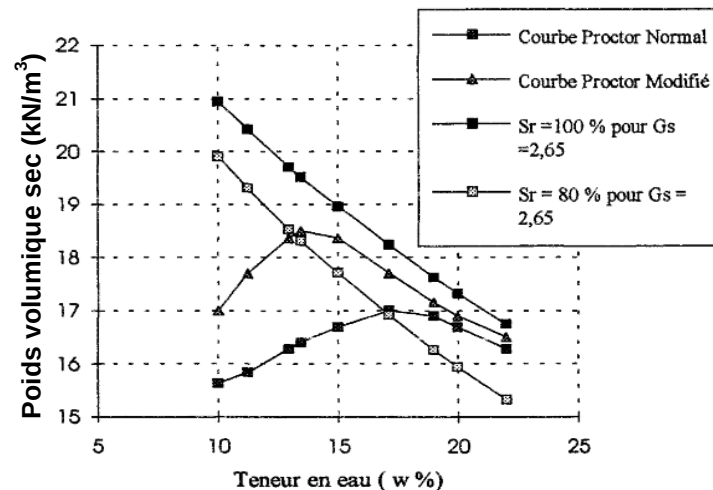


Figure II-12: Courbes Proctor Normal et Modifié (Schaeffner, 1987) [32]

La courbe à 100% de saturation constitue l'enveloppe de toutes les courbes $\gamma_d = f(w)$ quelle que soit l'énergie de compactage utilisée. La courbe à 80% de saturation, approximativement, est le lieu des optima de teneur en eau pour l'ensemble des matériaux compactés à l'énergie Proctor Normal. Ces courbes renseignent sur les masses volumiques sèches (ou densités sèches) pouvant être atteintes pour différentes teneurs en eau et énergies de compactage.

En particulier, on constate que si l'on compacte le sol à l'énergie Proctor Normal, la valeur de la densité sèche correspondant à 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal (qui est une valeur minimale acceptée pour un matériau de remblai [32]) peut être atteinte ou dépassée pour toute teneur en eau située entre deux valeurs: l'une du côté sec et l'autre du côté humide. Si la teneur en eau du matériau est située à l'extérieur de cette plage, il peut être possible d'atteindre cette densité de 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal à condition d'augmenter l'énergie de compactage. On constate cependant que, si l'on peut effectivement compenser largement un manque d'eau par un surcompactage, en revanche un excès d'humidité ne peut plus être traité par cette technique dès que la teneur en eau du matériau atteint la teneur en eau de saturation correspondant à la densité sèche de 95% de la densité sèche maximale du Proctor Normal.

A partir des "courbes Proctor" à différentes énergies de compactage, il est donc possible de dire si la teneur en eau naturelle d'un sol permettra de le compacter pour atteindre les 95 % de la densité maximum Proctor recherchés mais elles ne suffisent pas pour affirmer que le matériau aura

une résistance suffisante pour supporter les circulations des engins de mise en œuvre ou si la résistance au cisaillement acquise immédiatement après sa mise en œuvre ne risque pas de diminuer si le sol vient à se retrouver saturé ne serait-ce que temporairement (cas d'une inondation en pied de remblai, ou remplissage d'un bassin de la digue, par exemple). L'établissement des courbes I_{PI} -teneur en eau et CBR après immersion-teneur en eau permet de répondre à ces questions [32]

II.5.3.2. Influence du mode de compactage sur les caractéristiques mesurées.

Le mode de compactage joue un rôle très important dans le comportement d'un matériau, principalement à cause de l'augmentation de la densité. Dans ce sens Lambe et Whitman (1976) ont montré que dans le cas des sables, les densités les plus élevées sont obtenues avec le compactage par vibration. Les conclusions de Feng et Vitton (1997) vont dans le même sens. Le compactage par vibration conduit à des niveaux de densité sèche plus élevés que le compactage par impact (figure II.-13-a).

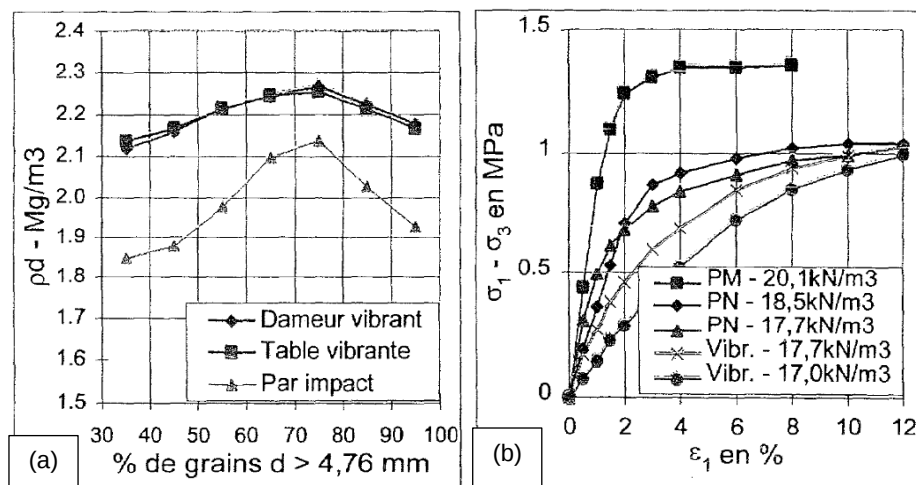


Figure II-13: Influence du mode de compactage sur la masse volumique sèche (a) et sur les courbes contrainte-déformation (b) [32]

Des essais sur un matériau d'arène granitique avec un $d_{max} = 30$ mm ont été effectués par Kast et Brauns (1981), dans un appareil triaxial de 200 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur. Le matériau a été compacté par impact et par vibration. Ils ont vérifié que le comportement contrainte-déformation est très différent et dépendant du mode de compactage (figure II-13-b.). Selon les auteurs, cette différence s'explique par le fait que le compactage par impact donne une orientation des particules préférentielle et différente de celle du compactage vibrant. [71]

Cette différence de compactage est une des difficultés auxquelles se heurte la synthèse des connaissances acquises lors de ces expériences. Pour les matériaux compactés, différents chercheurs dont (Mitchell 1956), (Lambe 1958), (Seed 1959), (Matyas 1968) (cité par Olchitzky, 2002) [71] ont montré l'influence des conditions de compactage sur le comportement des sols compactés.

Les auteurs Valle, Blivet, Kra, Reiffsteck (2000) arrivent à cette conclusion après avoir analysé l'influence de méthodes de compactage sur le comportement des matériaux alluvionnaires [72]: La résistance au cisaillement du sol étudié est peu affectée par le processus de confection des éprouvettes pour la réalisation des essais triaxiaux, même s'il y a des gradients de densité et de teneur en eau le long des éprouvettes. Par contre, le module tangent est beaucoup plus sensible au mode de compactage des éprouvettes, les variations allant au-delà du simple au double. Ceci montre que la façon de compacter un matériau agit d'une manière importante sur son comportement en déformation.

II.6. EVOLUTION DE LA STRUCTURE EN FONCTION DE DIFFERENTES SOLlicitATIONS

La structure d'un sol est un état d'équilibre du sol dans des conditions données. La modification des conditions hydriques et/ou mécanique, va provoquer une modification de cette structure. L'objectif de cette partie est de montrer comment la structure d'un sol change en fonction de différents types de sollicitation.

II.6.1. STRUCTURE DES SOLS.

La notion de la structure inclut l'ensemble des caractères ou propriétés géométriques d'un agrégat ou d'un sol (granulométrie, porosité,...) et la nature des liens existant entre leurs constituants par de forces de cimentation ou électrochimiques (Yong & Warkentin, 1975; Burland, 1990; Wheeler, 1994) [73].

La structure est l'arrangement géométrique de ces éléments solides dans le sol en place. Hillel (1982) distingue, tout comme Hénin (1976) trois grandes catégories de structures: les structures à éléments particulières, les structures massives (ou continues) et les structures agrégées (ou fragmentaires) [64]:

- Une structure "particulaire" correspond à un assemblage lâche de particules totalement séparées les unes des autres. C'est le cas par exemple des sables purs.

- La structure est "massive" ou "continue" lorsque les particules sont fortement liées en blocs cohésifs de grandes dimensions. C'est le cas par exemple d'une argile très sèche qui forme des blocs rigides que l'on peut considérer comme des fragments à une échelle supérieure. Entre aussi dans ce cadre le cas d'une argile très humide dont la structure "continue" devient boueuse ou "fondue".
- Entre ces deux extrêmes se trouve le type de sol à structure "fragmentaire" se caractérisant par la présence de regroupements plus ou moins stables de particules en agrégats de différentes formes et tailles. C'est le cas pour de nombreux sols, dès qu'une certaine quantité d'argile est présente.

La microstructure d'un sol comprend deux aspects: le premier concerne le mode d'arrangement des particules (grains); le deuxième est relatif aux interactions entre les particules. Les propriétés physico-chimiques et le comportement hydromécanique du sol sont bien entendu grandement influencés par la microstructure. Une bonne connaissance de l'évolution de la microstructure durant différents chemins de sollicitations peut souvent aider à expliquer certains comportements hydromécaniques. En outre, l'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique peut être beaucoup plus importante dans un sol non saturé que dans un sol saturé. La microstructure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement. Dans un sol non saturé, la succion apporte une résistance supplémentaire à la structure (cohésion apparente due à la succion), et de ce fait, le sol résiste mieux au cisaillement. L'étude de la microstructure du sol se réalise généralement à l'aide des outils et méthodes suivantes: microscope électronique à balayage, microscope optique, diffraction des rayons X et porosimètre au mercure.

La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux. Les sols granulaires sont des matériaux dont les grains ne sont pas de nature argileuse et donc, ne possèdent pas ou presque pas de propriétés colloïdales. Ils sont généralement tridimensionnels et non pas du type feuillet. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface de grain. Toutefois, lorsque le sol est en état non saturé, la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains. Les interactions entre grains sont principalement dues aux forces de contact. En conséquence, les frottements sont souvent grands dans des sols granulaires. Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres et de multiples possibilités d'arrangement existent.

En raison de la structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations d'un sol non cohérent peuvent s'expliquer par trois mécanismes (Davallo, 1991), liés à la mobilité plus ou moins importante des

grains [74]: la compressibilité et le réarrangement des grains, le glissement et la rotation des grains et enfin la rupture et l'écrasement des grains.

Ainsi, toute variation volumique d'un échantillon de sable s'explique par le déplacement relatif des grains: le désenchevêtrement des grains provoque la dilatation et l'enchevêtrement entraîne la compaction. Les résistances de sols ayant une structure lâche ou dense diffèrent fortement. Le comportement hydraulique est également influencé par la structure: la perméabilité d'un sable lâche est plus grande que celle d'un sable dense. Outre la structure, le comportement hydromécanique des sols granulaires est influencé par le degré de saturation en eau, puisqu'il conditionne directement le niveau de succion. La succion augmente les efforts de contact et, par conséquent, le frottement. Sous l'effet de la succion, les grains se rapprochent les uns des autres, le sol devient en quelque sorte plus serré. La structure d'un tel sol peut être poreuse et instable quand la succion disparaît, surtout dans le cas de la structure en nid d'abeilles.

Microstructure des sols fins (sols argileux)

Les sols fins sont des matériaux dans lesquels les particules de nature argileuse occupent une place prédominante. Au niveau de l'analyse de granulométrie, lorsque les particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$) sont supérieures à 3%, et les particules grossières ($> 2 \text{ mm}$) sont inférieures à 10 %, on classe le matériau comme un sol fin. Dans les sols fins, les forces de surface sont très importantes. Les forces d'attraction et de répulsion jouent donc un rôle prépondérant dans la mise en place des plaquettes. Ce sont des phénomènes extrêmement complexes [75].

Beaucoup de chercheurs ont proposé des modèles pour décrire les modes d'arrangement des particules. Sur base d'observations réalisées au microscope électronique à balayage sur des sols naturels, McGown et Collins (1974) [76] et Collins (1984) suggèrent qu'on décrive la microstructure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base: l'arrangement des particules élémentaires (plaquettes), l'assemblage des particules (agrégats), les espaces vides.

Les espaces vides existent dans les sols fins (non saturés) sous diverses formes. En général, ils sont classés en trois types: les pores inter-élémentaires, les pores inter-agrégats, les pores intra-agrégats. La figure II-14 montre les types les plus fréquents de microstructures de sols fins, sur base de ces trois "unités" de base (Alonso, Gens et Hight, 1987). Sur cette figure, le type a) est souvent largement présent dans des sols gonflants, tandis que les types b) et c) apparaissent régulièrement dans des sols manifestant des comportements d'effondrement lors du mouillage sous certaines charges [77]:

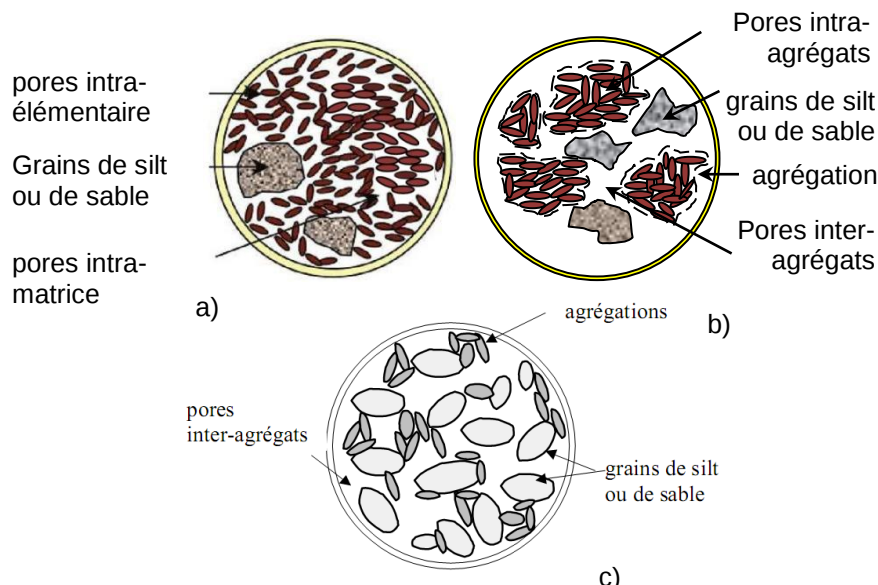


Figure II-14: Différents types de microstructures de sols fins (Alonso, et al., 1987)[77]

- a) Microstructure d'une argile dans laquelle les arrangements de particules élémentaires sont dominants dans la matrice;
- b) Microstructure d'une argile où les agrégats de plaquettes sont dominants;
- c) Microstructure d'un sol fin où la matrice de sable ou de silt est dominante avec les particules argileuses comme connecteurs entre les grains

La figure II-14-(a) représente une structure typique des sols compactés du côté humide de l'optimum où l'ensemble du matériau est constitué d'une matrice homogène formée à partir des argiles et des autres constituants du sol. Il est alors possible de distinguer deux types de pores: les vides intraparticulaires et les vides intramatrices, tandis que la figure II-14-(b) correspond à une structure représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum. Les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués: l'infrastructure, la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Les agrégats contiennent des pores qualifiés de micropores et la macrostructure des macropores situés entre les agrégats (Collins & McGown, 1974; Yong & Warkentin, 1975; Gilliot, 1979).

Le comportement d'effondrement se manifeste souvent dans des sols fins dans lesquels les particules de silt ou de sable sont présentes en

grande proportion. Les particules élémentaires (plaquettes) se présentent alors en agrégations ou comme des connecteurs (type b et c dans la figure II-14) ou même parfois comme "couverture" des particules granulaires. Dans ce genre de sols, la plus grande partie du volume des pores est du type inter-agrégats ou inter-grains et ils occupent une place relativement grande par rapport aux pores intra-agrégats. Les variations de volume durant l'hydratation dépendent de la sollicitation mécanique et de la microstructure (Dudley, 1970) [78], [79]

II.6.2. INFLUENCE DES SOLLICITATIONS.

II.6.2.1 Influence de l'énergie de compactage.

Une évolution qualitative de la structure avec l'énergie et la teneur en eau de compactage a été présentée par Cabot & Le Bihan (1993). Ces auteurs constatent une disparition progressive de la macrostructure avec l'augmentation de l'énergie de compactage et/ou de la teneur en eau initiale, la double structure n'ayant pas été observée du côté humide de l'optimum [80]. Le même type de comportement a été observé à l'aide de la porosimétrie à mercure (Cui, 1993; Romero et al., 1999).[36], [62] et [81]

II.6.2.2. Influence d'une sollicitation hydrique: dessiccation.

D'après Tessier (1991) [39], la réduction du volume des particules argileuses au cours de la dessiccation produit une contraction macroscopique du matériau: c'est le phénomène de retrait, la teneur en eau correspondante étant la limite de retrait. Il y a de plus au cours du séchage un développement de la macroporosité due à la contraction des agrégats.

II.6.2.3. Influence d'une sollicitation hydrique: humidification.

Du point de vue de la structure interne des éprouvettes, l'humidification se traduit soit par un gonflement (dans les argiles gonflantes) soit par un effondrement dans les loëss (Boulon. & Flavigny, 2003). Ces deux auteurs ont réalisé une campagne d'essais œdométriques sur des échantillons des sols loëssiques du Sud-Vietnam, comportant plusieurs séries d'essais entre les teneurs en eau faible et une teneur en eau correspondant à la saturation. Ils ont démontré qu'à indice des vides équivalents, l'effondrement de loëss est bien plus grand dans l'état saturé que dans celui non saturé [49].

II.6.2.4. Influence d'une sollicitation mécanique

Les travaux de Delage et al., (1983) sur une argile sensible du Québec ont montré que la réduction d'indice des vides au cours de la

consolidation isotrope était due à une réduction de la macroporosité, la microstructure restant pratiquement inchangée. Ces auteurs notent aussi que l'effondrement de la structure est progressif et que sa vitesse dépend du niveau de la surcharge et de son mode d'application. Les résultats de Griffiths & Joshi (1989) obtenus sur quatre sols argileux différents comprenant des proportions variables de kaolinite, illite et montmorillonite, de même que ceux de Qi et al. (1996) sur une montmorillonite sodique, vont dans le même sens.

II.7. VARIABLES ETUDIEES

Les variables choisies pour étudier de façon couplée le comportement hydrique et le comportement mécanique sont la teneur en eau massique, la saturation, l'indice des vides ou la porosité n , la conductivité hydraulique k , la compressibilité (constante de compressibilité C , indice de compressibilité ou indice de compression C_c , module de compression ou module oedométrique) et la consolidation (coefficient de consolidation c_v , coefficient de changement de volume m_v), ainsi que les paramètres de résistance au cisaillement.

En mécanique des sols et des roches, la définition de la teneur en eau est pondérale:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\gamma_w \cdot V_w}{\gamma_d V} \quad [\text{II-15}]$$

où W_w est le poids de l'eau et W_s est le poids des grains, ou fraction solide.

En physique des milieux poreux, en revanche, la teneur en eau est plus souvent définie comme un taux volumétrique θ :

$$\theta = \frac{V_w}{V} \Rightarrow V_w = \theta V \quad [\text{II-16}]$$

où V_w est le volume d'eau et V est le volume total (c'est-à-dire le volume du squelette granulaire + volume d'eau + volume d'air). Pour passer de la définition pondérale (celle des ingénieurs) à la définition volumétrique utilisée par les physiciens des sols, il faut multiplier la teneur en eau (au sens des ingénieurs) par la densité du matériau sec:

$$\theta = w \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \quad [\text{II-17}]$$

En mécanique des sols et en génie pétrolier, on définit également:

- la porosité:

$$n = \frac{V_v}{V}, \quad [\text{II-18}]$$

où V_v désigne le volume des « vides » ou volume des pores;

- le degré de saturation:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{nV} = \frac{\theta}{n}. \quad [\text{II-19}]$$

L'indice des vides, noté e , est quant à lui défini comme étant le rapport entre le volume des vides, v_v , et le volume de la partie solide de l'échantillon, v_s :

$$e = \frac{v_v}{v_s} \quad [\text{II-20}]$$

Ces paramètres d'états sont plus importants, ils caractérisent l'état dans lequel se trouve le sol c'est-à-dire l'état de compacité du squelette ainsi que les quantités d'eau et d'air contenues dans le sol. Pour caractériser complètement un sol, la connaissance de trois paramètres d'état indépendants est nécessaire; le poids volumique de l'eau étant connu:

- un paramètre quantifiant le poids volumique: γ ou γ_s ou γ_d ;
- un paramètre quantifiant l'importance des vides: e ou n ;
- un paramètre quantifiant la présence d'eau: w ou S_r .

II.8. CONCLUSION

Le caractère évolutif du matériau, dépendant de sa structure, de son état et des sollicitations, est de loin le premier responsable des pathologies et des ruptures observées dans les corps des remblais. Seulement ensuite viennent, par ordre d'importance, le mauvais drainage, la mauvaise pente de talus et le mauvais compactage.

Si l'augmentation de la résistance est associée à la désaturation dans le corps des remblais, l'évolution du matériau de l'état non ou partiellement saturé à l'état saturé conduit à des instabilités. Une des causes de rupture évoquées, par exemple lors de la rupture du barrage de Teton aux Etats-Unis en 1976, est le tassement provoqué par le passage de l'état non saturé à l'état saturé qu'on qualifie d'*effondrement*. [82]

Le coût d'un barrage étant minimisé par l'utilisation maximale des matériaux du site, les remblais homogènes en matériaux imperméables sont très nombreux et économiques bien qu'ils aient l'inconvénient d'assurer plusieurs fonctions avec un seul matériau. En effet, une très faible perméabilité est souvent associée à une forte teneur en eau, donc à une faible résistance et à un risque d'instabilité. Au contraire, une faible teneur en eau conduit à une structure en mottes, à une forte perméabilité et à un risque d'érosion interne. Il existe donc une marge serrée de teneur en eau initiale qui garantit la fonction de l'ouvrage et qui rend les techniques de conception et de construction très délicates.

Malgré sa commodité, le calcul hydraulique sans couplage avec la mécanique est limité non seulement parce que ses hypothèses ne reflètent pas la réalité dans son domaine (calcul transitoire des pressions) mais aussi parce que son emploi ne répond pas à des questions fondamentales telles que le claquage hydraulique. Ses limites incitent à l'utilisation de modèles couplés.

Chapitre III

APERCU SUR LES LOIS DE COMPORTEMENT ET LA POLLUTION DES SOLS

III.1. LOIS DE COMPORTEMENT

Les matériaux en Génie Civil sont assimilés à des milieux continus, qui sont soumis à un certain nombre de principes généraux de la physique et de la mécanique. Et dans toute étude géotechnique, la modélisation du comportement de ces matériaux est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. L'objet de la loi de comportement est de caractériser l'évolution du matériau sous l'effet d'actions extérieures données, elle permet également de compléter le système d'équations de n'importe quel problème de mécanique des milieux continus.

Le développement de ces modèles rhéologiques appelés «lois de comportement» s'appuie à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (élasticité, plasticité, viscosité et leurs combinaisons) et en même temps sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place (Magnan, Mestat, 1997) [83], [84]. Suivant l'influence dominante, on peut ainsi obtenir soit des lois très complexes, qui cherchent à reproduire les moindres fluctuations des courbes expérimentales, soit des modèles plus simples qui se limitent à la représentation des aspects essentiels du comportement des sols réels (Hichier, Shao, 2002) [84]

III.1.1. METHODES EXPERIMENTALES ET MODELES DE BASE

Il existe de nombreux essais qui permettent de caractériser les propriétés mécaniques des matériaux. Certains sont normalisés (AFNOR, ISO, ASTM,...).

Les essais mécaniques réalisés en laboratoire sur des éprouvettes homogènes de matériau constituent le principal outil de détermination des lois de comportement. Dans le cas des sols, il est possible de préparer au laboratoire des éprouvettes à partir des échantillons remaniés. L'avantage de cette procédure est de disposer d'échantillons identiques en grand

nombre, ayant une structure reproductible et, sous certaines conditions de préparation, isotrope [84].

L'allure qualitative de la réponse des matériaux à quelques essais simples permet de les ranger dans des classes bien définies. Ces comportements "de base", qui peuvent être représentés par des systèmes mécaniques élémentaires, sont l'élasticité, la plasticité et la viscosité. Ces comportements de base peuvent être combinés entre eux pour former des modèles rhéologiques.

III.1.2. ELABORATION D'UNE LOI DE COMPORTEMENT

Une loi de comportement exprime les relations existant entre les contraintes et les déformations d'un petit élément de volume macroscopique de matériau (Mandel J., 1978) [85]. La connaissance de cette loi est indispensable pour rendre complet le système des équations de la mécanique des milieux continus ou du calcul des structures.

Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact. [83] Les modèles utilisés dans les études de mécanique des sols sont très divers.

Elaborer une loi de comportement pour un matériau consiste à construire une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs, représentés par les contraintes, en fonction des grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié (Stutz P., 1987) [86]. Le comportement d'un matériau est complètement caractérisé lorsque l'on peut prévoir l'état des contraintes (σ_{ij}) lorsque l'on connaît l'histoire des déformations (ϵ_{ij}). Une bonne loi doit admettre une forme suffisamment simple pour être utilisable par une autre personne que son auteur et une forme adaptée à son introduction dans un code de calcul numérique en déformation. De plus, la loi doit comporter un nombre restreint de paramètres, ces paramètres devant être facilement identifiables sur des essais en laboratoire [87].

III.2. LOIS DE COMPORTEMENT DES SOLS

III.2.1. INTRODUCTION

Les schémas de comportement élastique linéaire (isotrope ou anisotrope) ou élastoplastique parfait (élasticité linéaire associée à un critère de plasticité et à un potentiel plastique) sont les plus simples et les plus

couramment utilisés en géotechnique. Les autres schémas sont de type incrémental et non linéaire: les lois de comportement qui en sont déduites, souvent appelées lois de comportement *évoluées*, peuvent être classées en quatre grandes familles [83]:

- les modèles élastiques non linéaires ou hypoélastiques et isotropes comme le modèle hyperbolique de Duncan et Chang [88];
- les modèles d'élastoplasticité avec écrouissage, avec une élasticité isotrope (linéaire ou non linéaire), comme les modèles Cam-Clay et leurs dérivés, ou avec une élasticité linéaire orthotrope comme le modèle Mélanie [89]. On distingue également les lois avec écrouissage positif et celles avec écrouissage négatif (prise en compte d'une résistance de pic et d'une résistance résiduelle);
- les modèles d'élastoplasticité à plusieurs mécanismes avec une élasticité isotrope non linéaire comme les modèles de Hujeux et ses dérivés [90], [91] et [92];
- les modèles d'élastoplasticité intégrant la viscosité, comme le modèle de Sekigushi-Ohta [93].

III.2.2. LOIS DE COMPORTEMENT ELASTIQUE

Lorsque dans un essai, la courbe effort - déplacement ou contrainte - déformation est la même en chargement et en déchargement, le comportement du matériau est dit élastique et peut être linéaire ou non linéaire. La relation comportementale s'exprime par une fonction tensorielle (F_{ij}), dont la forme dépend de la configuration de référence choisie telle que :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad [\text{III-1}]$$

La fonction tensorielle (F_{ij}) traduit l'indépendance du comportement du matériau vis-à-vis de l'histoire des chargements auxquels le matériau a été soumis, c'est la fonction de la réponse élastique du matériau aux sollicitations.

Dans un comportement élastique linéaire, il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et celui des déformations. Ce type de comportement a été découvert par Hooke [1678]. En réalité, le comportement linéaire constitue seulement une approximation du comportement réversible des matériaux (en petites déformations). Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations ont un comportement élastique non linéaire. Dans un comportement élastique non linéaire les essais montrent généralement que la courbe contrainte – déformation devient rapidement non linéaire. La première loi élastique non linéaire a été introduite par Leibniz en 1690, [94].

III.2.2.1. Loi de comportement élastique linéaire

Le sol aura un comportement élastique si ses déformations sont réversibles, la relation contrainte - déformation sera biunivoque, sans qu'elle soit linéaire. Si en plus il existe une relation linéaire entre les contraintes et les déformations on dira que le sol a un comportement élastique linéaire.

Dans le cas de l'élasticité linéaire, si le massif de sol est homogène et isotrope, on montre en calcul tensoriel que dans ces conditions σ_{ij} (ou $\underline{\sigma}$) est une fonction linéaire tensorielle isotrope de ε_{ij} (ou $\underline{\varepsilon}$), deux coefficients suffisent pour décrire la loi. En effet, l'équation générale de Hooke est:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{ij} \quad [\text{III-2}]$$

où σ_{ij} et ε_{ij} sont des tenseurs du deuxième ordre et C_{ijkl} un tenseur du quatrième ordre.

Pour le matériau élastique linéaire homogène et isotrope, le tenseur C_{ijkl} peut se mettre sous cette forme:

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad [\text{III-3}]$$

Les équations [III.2] et [III.3] conduisent à:

$$\sigma_{ij} = 2\mu \varepsilon_{ij} + \lambda \text{tr}(\varepsilon_{kl}) \delta_{ij} \text{ ou encore } \sigma_{ij} = 2\mu \varepsilon_{ij} + \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad [\text{III-4}]$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} + \frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda+2\mu)} \text{tr}(\sigma_{kl}) \text{ ou } \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} + \frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda+2\mu)} (\sigma_{kk}) \quad [\text{III-5}]$$

où: λ et μ sont les coefficients de LAME homogènes à une contrainte, δ_{ij} la matrice de Kronecher ($\delta_{ii} = 1, \delta_{ij} = 0, \text{ si } i \neq j$) et $\text{tr}(\varepsilon_{kl}) = \varepsilon_{kk}$, $\text{tr}(\sigma_{kl}) = \sigma_{kk}$ les traces des tenseurs des déformations et des contraintes respectivement.

Dans le cas de contraintes multiaxiales et en général pour les cas tridimensionnels, on établit la loi de Hooke qui sont les équations complètes en élasticité linéaire en transformant les équations de LAME en fonction de E et ν pour écrire les équations de HOOKE. En tridimensionnel, elles s'expriment par les relations tensorielles suivantes :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \left\{ \varepsilon_{ij} + \frac{\nu}{(1-2\nu)} \text{tr}(\varepsilon_{kl}) \delta_{ij} \right\} \quad [\text{III-6}]$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \text{tr}(\sigma_{kl}) \delta_{ij} \quad [\text{III-7}]$$

Les relations entre les paramètres de comportement sont les suivantes:

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{III-8}]$$

$$E = \frac{\mu(3\lambda+2\mu)}{\lambda+\mu} \quad \nu = \frac{\lambda}{2(\lambda+\mu)} \quad [\text{III-9}]$$

où le paramètre E représente le module d'Young, ν le coefficient de Poisson.

Les coefficients E et ν sont soumis aux conditions suivantes: $E > 0$ et $-1 < \nu < 0.5$ (Pour un sol, le coefficient de Poisson ν est positif dans la pratique).

✍ **Modules et coefficient d'élasticité**

On définit les modules et le coefficient d'élasticité à partir des essais de compression ou traction simple, de cisaillement et de compression hydrostatique.

Pour un matériau isotrope, la détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson est effectuée en estimant les tangentes initiales aux courbes de $\sigma - \varepsilon$ obtenues à l'essai triaxial axisymétrique. Si Oz représente l'axe de compression tandis que Ox et Oy les deux axes dans le plan de l'échantillon cylindrique, les déformations ε_{xx} et ε_{yy} sont égales et principales, on obtient les relations suivantes, avec $\varepsilon_{zz} = \varepsilon_1$ et avec $\varepsilon_{xx} = \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} = \varepsilon_3$:

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad \nu = \frac{\Delta \varepsilon_{xx}}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad [\text{III-10}]$$

En compression hydrostatique toutes les facettes supportent la même contrainte normale p positive avec les conventions de la mécanique des sols. Toutes les directions sont principales. Le module de compression hydrostatique ou module volumique est:

$$K = -\frac{p}{\Delta V/V} \quad \text{avec} \quad K = \frac{3\lambda + 2\mu}{3} \quad [\text{III-11}]$$

Les relations [III.4] et [III.5] peuvent être aussi exprimées en fonction des modules de compressibilité K et de cisaillement G . ces paramètres correspondent à la décomposition du tenseur des contraintes σ_{ij} en une partie isotrope $p\delta_{ij}$ et une partie déviatorique s_{ij} :

$$\sigma_{ij} = p\delta_{ij} + s_{ij} = K \text{tr}(\varepsilon_{kl})\delta_{ij} + 2Ge_{ij} \quad [\text{III-12}]$$

Aussi le tenseur des déformations peut se décomposer et s'exprimer sous la forme suivante:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3}\varepsilon_v\delta_{ij} + e_{ij} = \frac{1}{9K}\text{tr}(\sigma_{kl})\delta_{ij} + \frac{1}{2G}s_{ij} \quad [\text{III-13}]$$

Les relations entre les paramètres élastiques de comportement sont les suivantes:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{III-14}]$$

$$E = \frac{9KG}{3K+G} \quad \nu = \frac{3K-2G}{6K+2G} \quad [\text{III-15}]$$

III.2.2.2. Loi de comportement élastique non linéaire incrémentale

Une loi est dite incrémentale non linéaire si elle décrit, dans son expression, les déformations irréversibles sans faire appel à des critères de chargement-déchargement. La non - linéarité se traduit par une non-

proportionnalité entre les contraintes et les déformations que subit l'échantillon et observée dès les premiers chargements lors des essais sur le sol.

L'écriture générale d'une loi de comportement sous forme incrémentale est difficile car il faut définir des vitesses de contraintes et de déformations respectant le principe d'indifférence matérielle. C'est pour cette raison que l'utilisation d'une loi de comportement incrémentale n'est appliquée que dans le cas de petites déformations, pour lesquelles les problèmes de la définition des vitesses ne se posent plus dans les mêmes termes. La formulation incrémentale de la loi de comportement est obtenue selon qu'une petite sollicitation appliquée, pendant un temps dt , induit une petite réponse déterminée et unique. Il existe une fonction tensorielle F telle que [83]:

$$F(d\varepsilon_{ij}, d\sigma_{ij}, dt) = 0 \quad [\text{III-16}]$$

Plusieurs types de lois élastiques non linéaires ont été développés: quasi-linéaire, non linéaires continues (hypoélastiques et hyperélastiques). Parmi ces lois la plus connue est la loi de Duncan [1980], issue de celle de Kondner, qui se base sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contrainte-déformation obtenues dans un essai triaxial de compression drainée, [94].

III.2.2.2.1. Loi de comportement élastique non linéaire incrémentale de type hypoélastique

Ce sont des lois issues de formulations empiriques basées sur l'expérience. La formulation de type hypoélastique est utilisée pour décrire mathématiquement le comportement des matériaux, dans le cas où l'état de contrainte dépendrait de l'état actuel de déformation et du chemin de chargement. Pour cette raison les modules élastiques tangents sont considérés. En mécanique des sols il existe deux catégories de modèles hypoélastiques:

- les modèles hyperboliques, c'est-à-dire une représentation linéaire élastique par morceaux (Kondner [1963], Duncan [1980]) [88], [94];
- les modèles à modules variables (Nelson et al. [1971], Naylor [1975]) [94] [95].

Selon cette approche, la relation incrémentale entre contrainte et déformation peut s'écrire, lors du $n^{\text{ième}}$ incrément de contrainte $\{d\sigma_n\}$ et de déformation $\{d\varepsilon_n\}$:

$$(d\sigma_n) = [C_{mn}] (d\varepsilon_n) \quad [\text{III-17}]$$

où (C_{mn}) est la matrice de rigidité incrémentale associée à cette étape de chargement (différente donc d'un incrément à l'autre et d'un point à l'autre); dans le cas d'un problème en déformation plane, la relation précédente peut se mettre sous la forme:

$$\begin{pmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{pmatrix}_n = \left(\frac{3K}{9K-E} \right)_n \begin{bmatrix} (3K+E) & (3K-E) & 0 \\ (3K-E) & (3K+E) & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix}_n \begin{pmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{pmatrix}_n \quad [\text{III-18}]$$

Les deux paramètres E et K seront réévalués à chaque incrément et en chaque point, en fonction des contraintes actuelles et du chemin de chargement.

La plupart des modèles basés sur des relations incrémentales ont été établis pour modéliser le comportement non linéaire des sols, des roches et des bétons. Ces modèles ont été développés en se basant sur deux approches:

- la plus courante consiste à formuler les relations du comportement du modèle élastique linéaire en introduisant une dépendance des modules sécants vis-à-vis des invariants des contraintes ou des déformations;
- la seconde est basée sur une linéarisation par morceau des courbes contraintes-déformations. Ces lois sont dites quasi linéaires (Desai et Siriwardane, 1984). La loi de Hooke est appliquée sur chaque plage de contraintes avec des coefficients tangents K_t et G_t ou E_t et ν_t différents.

D'une manière générale, ces lois ont pour expressions:

$$d\sigma_{ij} = \frac{E_t}{1+\nu_t} \left[d\varepsilon_{ij} + \frac{\nu_t}{(1-2\nu_t)} tr(d\varepsilon_{kl})\delta_{ij} \right] \quad [\text{III-19}]$$

$$d\sigma_{ij} = 2G_t d\varepsilon_{ij} + \left(K_t - \frac{2}{3}G_t \right) tr(d\varepsilon_{kl})\delta_{ij} \quad [\text{III-20}]$$

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu_t}{E_t} d\sigma_{ij} - \frac{\nu_t}{E_t} tr(d\sigma_{kl})\delta_{ij} \quad [\text{III-21}]$$

III.2.2.2. Modèles hypoélastiques

Certains modèles hypoélastiques sont mathématiquement fondés sur une représentation de la relation contrainte-déformation à partir d'une courbe hyperbolique ou parabolique.

✍ *Modèle hyperbolique de Kondner [1963]*

A partir de résultats d'essais triaxiaux drainés, une relation hyperbolique a été proposée par Kondner [1963] pour décrire le comportement des sols (Figure III.1) [94], [95]. Cette relation s'exprime sous la forme :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad [\text{III-22}]$$

où E_i : est le module d'Young; ε_1 : la déformation axiale; $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: la valeur asymptotique de la contrainte déviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: la contrainte déviatorique à la rupture avec la valeur de σ_3 appliquée, σ_1 et σ_3 : les contraintes principales extrêmes

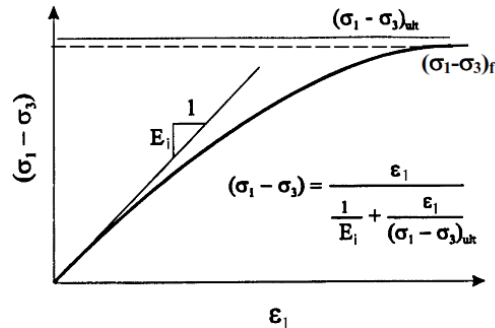


Figure III-1: Représentation de la loi hyperbolique (triaxiale) [94], [95]

Les valeurs de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ et de $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, déviateur à la rupture (ou résistance déviatorique à la compression) du sol, sont liées par le rapport constant de rupture R_f , tel que:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad [\text{III-23}]$$

R_f est compris habituellement entre 0,6 et 0,9. Duncan et Chang (1970) [88], [94] déterminent le déviateur à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ par le critère de Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 c \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [\text{III-24}]$$

où c : est la cohésion du sol; φ : est son angle de frottement interne.

III.2.2.2.3. Atouts et faiblesses des lois sans plasticité

Les relations constitutives des modèles basées sur l'hyperélasticité ou l'hypoélasticité donnent des résultats acceptables. (Wang [1989], Wu [1995],). Les modèles basés sur les lois incrémentales sont faciles à implanter dans un code de calcul basé sur une approche incrémentale. Elles sont capables de reproduire les caractéristiques importantes du sol comme, la non-linéarité, la dépendance du niveau de contrainte, l'utilisation de critère simple pour distinguer le chargement et déchargement. (Collins [1989]). Par contre elle présente les inconvénients suivants:

- les modèles présentés n'utilisent pas la notion de plasticité, ils sont basés sur la représentation du comportement du sol par des courbes mathématiques théoriques;
- ces lois sont très empiriques et demandent parfois de nombreux paramètres difficiles à quantifier (Darve [1989]);
- elles ne sont pas capables de prendre en compte l'effet d'effondrement, de consolidation, de radoucissement ou de durcissement, qu'on observe dans la plupart des sols;
- elles ne peuvent pas prédire un comportement dilatant avant rupture.

III.2.3. LOIS DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE

Les équations de comportement peuvent prendre des formes très diverses, mais le schéma élastoplastique est le plus simple. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et de déformations irréversibles prédispose ce schéma de comportement aux sols saturés soumis à des sollicitations monotones. Aussi ce schéma se prête-t-il bien à la programmation dans un code de calcul par éléments finis.

III.2.3.1. Notions fondamentales

En 1864, Tresca introduit pour la première fois la notion de plasticité avec le critère de contrainte maximale. Mais cette notion n'a été formulée numériquement que vers 1950 avec le développement de l'informatique; elle a alors démontré tout son intérêt.

La non-linéarité du comportement des sols et des roches peut être introduite à partir de modèles élastoplastiques, qui sont basés sur les notions fondamentales suivantes:

- la partition des déformations élastiques et plastiques,
- l'existence d'une surface de charge dans l'espace des contraintes,
- le domaine d'élasticité,
- la règle d'écoulement plastique,
- le type d'écrouissage.
- Le critère de plasticité ou de rupture.

III.2.3.2. Principe de partition des déformations élastiques et plastiques

La partition des déformations décompose le tenseur des déformations totales (ε_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques réversibles (ε_{ij}^e) et du tenseur des déformations plastiques irréversibles (ε_{ij}^p). D'un point de vue microstructural, les déformations élastiques correspondent à une simple variation de distances interatomiques alors que les déformations plastiques induisent une modification structurale du milieu continu.

L'hypothèse, qui consiste à partager les déformations totales en une part élastique et une part plastique se traduit par l'équation suivante:

$$(\varepsilon_{ij}) = (\varepsilon_{ij}^e) + (\varepsilon_{ij}^p) \quad [\text{III-25}]$$

III.2.3.3. Définition de la surface de charge et domaine d'élasticité

Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), il existe une surface de charge à partir de laquelle l'écoulement plastique peut se

produire. Cette surface est convexe et s'exprime à travers l'équation scalaire suivante:

$$F(\sigma_{ij}) = 0 \quad [\text{III-26}]$$

La fonction scalaire du tenseur de contrainte $F(\sigma_{ij})$ est appelée fonction de charge du matériau et définit le domaine d'élasticité telle que:

$$\begin{aligned} F(\sigma_{ij}) < 0 & \text{correspond à l'intérieur du domaine,} \\ F(\sigma_{ij}) = 0 & \text{correspond à la frontière du domaine,} \\ F(\sigma_{ij}) > 0 & \text{correspond à l'extérieur du domaine.} \end{aligned}$$

Afin de caractériser complètement l'écoulement plastique, il faut encore introduire un critère de charge-décharge. En effet, l'écoulement plastique se produit à partir du moment où deux conditions sont simultanément réunies:

1. Le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge, ce qui correspond à $F(\sigma_{ij}) = 0$.
2. La théorie de la plasticité impose que le point représentatif de l'état de contrainte ne puisse sortir du volume défini par la surface de charge ($F(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible); cela implique que la position de ce point, après chargement, reste sur cette même surface. Pendant l'écoulement, la condition de consistance est ainsi vérifiée, soit:

$$dF(\sigma_{ij}) = 0 \quad [\text{III-27}]$$

Il est cependant possible qu'une variation de contrainte puisse entraîner le point représentatif de l'état de chargement vers l'intérieur de la surface de charge. Dans ce cas, il s'agit d'une décharge purement élastique qui se matérialise par:

$$dF(\sigma_{ij}) < 0 \quad [\text{III-28}]$$

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F(\sigma_{ij}) = 0$, deux cas de comportement élastoplastiques sont possibles:

1. la surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage, c'est le cas du modèle élastoplastique parfait;
2. la surface de charge évolue au cours du chargement, c'est le cas du modèle élastoplastique avec écrouissage; la Figure III-2 illustre ce second cas.

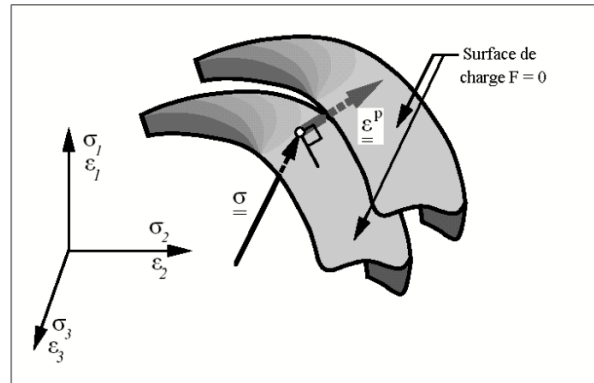


Figure III-2: Evolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales pour un matériau présentant des propriétés d'écrouissage [95]

III.2.3.4. Règle de l'écoulement plastique et écrouissage

La loi de l'écoulement plastique décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques et l'écrouissage permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations.

III.2.3.4.1. Lois d'écoulement et potentiel plastique

Le cadre général de la thermodynamique postule l'existence d'un potentiel de dissipation plastique dont la connaissance fournit la loi d'évolution des déformations plastiques. Le potentiel plastique, noté G_p , définit également une surface équipotentielle dépendante des paramètres d'écrouissage. La normale à cette surface constitue la direction de l'écoulement plastique.

Lois d'écoulement associées

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer l'identité, $F = G_p$. La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principales) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F = 0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme:

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad [\text{III-29}]$$

où λ est le multiplicateur plastique (scalaire positif) défini par l'équation de consistance.

✍ **Lois d'écoulement non associées**

Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet, pour les lois élastoplastiques considérant un angle de frottement ϕ , une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance, $\psi = \phi$, qui s'avère souvent trop élevé pour les géomatériaux. On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $Gp(\sigma_{ij})$, qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique, $F(\sigma_{ij})$. Cela permet de considérer des angles de dilatance, ψ , compris entre 0 et ϕ .

III.2.3.4.2. Paramètres d'écrouissage

L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. En effet, lors de l'écoulement du matériau sous sollicitations mécaniques, la surface de charge définie dans le repère des contraintes principales peut évoluer. Ainsi, le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'écrouissage, c'est-à-dire de l'histoire du chargement du matériau. On peut observer un accroissement de la limite élastique lors de ce chargement. On parle alors d'écrouissage positif ou de durcissement. A l'opposé, l'écrouissage négatif correspond à une diminution de la limite élastique, ou en d'autres termes, à un radoucissement du matériau.

Soit (σ_{ij}, k) un état de contrainte et un état d'écrouissage correspondant à une étape de chargement donnée. Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) < 0$, alors (σ_{ij}) est à l'intérieur du domaine élastique actuel, la variation de la déformation est donc purement élastique:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \quad [\text{III-30}]$$

Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) > 0$, alors (σ_{ij}) est sur la frontière du domaine, dans ce cas le comportement du matériau doit être décrit en fonction du paramètre d'écrouissage (k). Si l'état de contrainte actuel (σ_{ij}) est situé sur la surface de charge et a tendance à sortir de cette surface, le matériau est considéré en chargement et cela se traduit par le déplacement de la surface de charge et concomitamment l'agrandissement du domaine élastique.

La règle d'écoulement associée $\{F(\sigma_{ij}) = Gp(\sigma_{ij})\}$ s'écrit:

$$d\varepsilon_v^p = \lambda \frac{dF}{dp} \quad \text{et} \quad d\varepsilon_d^p = \lambda \frac{dF}{dq} \quad [\text{III-31}]$$

La condition de cohérence $dF = 0$ si $\lambda > 0$ permet de donner explicitement la forme de la loi d'écrouissage. Les relations mathématiques générales des déformations élastoplastiques, pour un essai triaxial, peuvent se mettre sous la forme matricielle suivante:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_d \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} + \psi H_p & H_p \\ H_p & \frac{1}{3G} + \frac{H_p}{\psi} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp \\ dq \end{Bmatrix} \quad [\text{III-32}]$$

où H_p est le paramètre d'écrouissage, [94].

III.2.3.5. Loi élastique parfaitement plastique - Le critère de plasticité

Le critère de plasticité ou de rupture caractérise la rupture du matériau c'est-à-dire que les déformations tendent vers l'infini. Lorsque le seuil de plasticité n'évolue pas, le critère de plasticité est confondu avec la surface de charge.

Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. A partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique. Dans les Tableaux III-1-2 ci-dessous, nous présentons les critères les plus utilisés en Génie Civil qui sont:

III.2.3.5.1. Le critère de Tresca (1864)

Ce critère est utilisé pour l'étude des sols fins saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lequel la variation de volume est nulle. Il postule que la plastification se produit quand la contrainte de cisaillement atteint une valeur limite k_T appelée constante de Tresca qui, dans le cas des sols et des roches correspond à la cohésion. Sa surface de charge est reprise dans le Tableau III-2 ci-dessous.

III.2.3.5.2. Le critère de Mohr-Coulomb (1900)

Le critère de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $Gp(\sigma_{ij})$. Les règles d'écoulement sont non associées. Il est présenté dans le tableau III-1.

Le modèle de Mohr-Coulomb est une généralisation du critère de Tresca. Ces deux critères supposent que la plastification apparaît lorsque la contrainte de cisaillement atteint une valeur limite. Cependant, Tresca suppose que cette valeur est une constante alors que Mohr postule que pour une facette donnée, cette valeur est fonction de la contrainte normale.

D'une manière générale, le modèle élastique parfaitement plastique constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité des pentes, des tunnels et des soutènements.

Tableau III-1: Critère de plasticité de Morh-Coulomb

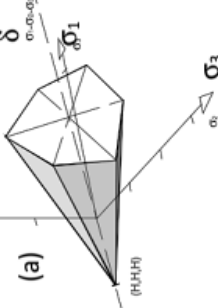
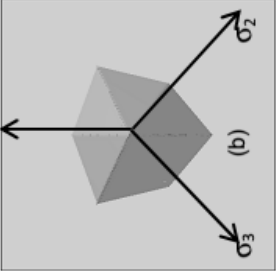
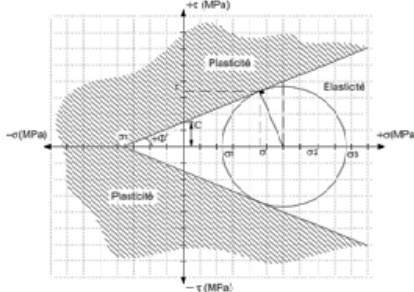
Critères de plasticité parfaite dépendant de la pression moyenne p $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}tr(\sigma_{ij}) = \frac{1}{3}\sum_1^3 \sigma_{ii}$, où σ_1, σ_2 et σ_3 sont des contraintes principales				
Critère	Fonction de charge et potentiel plastique	Présentation dans l'espace et dans le plan		Commentaire
Mohr-Coulomb Modèle à 5 paramètres mécaniques s: E, ν, c, φ et ψ	$F(\sigma_{ij}) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi'$ $- 2c' \cos \varphi' \leq 0$ $Gp(\sigma_{ij}) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi + c^{te}$ où σ'_1 et σ'_3 sont des contraintes principales effectives extrêmes avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ C est la cohésion du matériau φ est son angle de frottement interne ψ son angle de dilataance	 		Mohr-Coulomb est utilisé pour les sols pulvérulents et pour les sols cohérents à long terme. La représentation de ce critère dans l'espace des contraintes principales est une pyramide dont l'axe est la trisectrice δ . (a). Sa section dans le plan déviatoire (b) est un hexagone irrégulier. Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enve-loppe de ce critère est une droite, appelée droite de Coulomb (1773) (c)

Tableau III-2: Critère de plasticité de Tresca

Critères de plasticité parfaite ne dépendant pas de la pression moyenne p			
Critère	Fonction de charge et potentiel plastique	Présentation dans l'espace des contraintes principales, des contraintes déviatoriques et dans le plan	Commentaire
Tresca (1864) modèle à 4 paramètres: E, ν, c et ψ	$F(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2k_T$ où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes telles que $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ et k_T une constante correspondant à la contrainte de cisaillement maximum à la rupture. Ce paramètre correspond à la cohésion non drainée c_u pour les sols cohérents (à court terme).		La surface de charge est un prisme parallèle à la trisectrice δ (a). Sa section dans le plan déviatorique, π (normal à la trisectrice de l'espace σ_1, σ_2, et σ_3) est un hexagone régulier. (b) compare Tresca à Mohr - Coulomb

III.2.3.6. Modèles élastoplastiques avec écrouissage

Dans cette grande famille, les lois sont basées sur le fait que le sol subit des déformations plastiques au cours de la sollicitation avant rupture. Les plastifications peuvent être de deux natures, soient elles sont liées au cisaillement ce qui peut conduire à la rupture du sol, soient elles sont liées à la compression. Dans le cas où ces deux phénomènes sont pris en compte, on a dans l'espace des contraintes un domaine élastique fermé (Figure III-3-a) limité par une ou plusieurs courbes. La plastification apparaît dès que le point représentant l'état de contrainte actuel atteint la frontière du domaine. Dans le cas où on admet seulement la plastification due au cisaillement, le domaine élastique intérieur sera ouvert (Figure III-3-b)

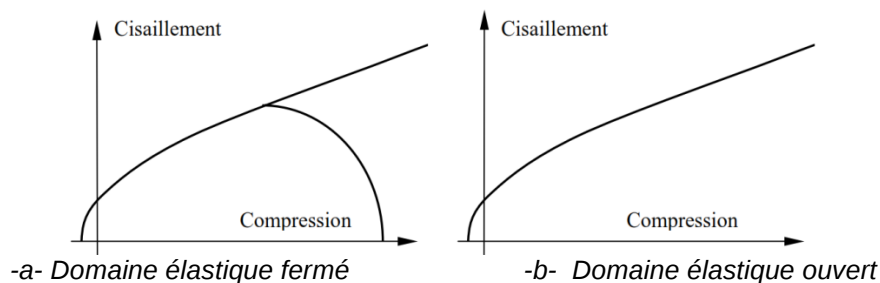


Figure III-3: Plastifications dans les modèles élastoplastiques avec écrouissage

Le type du modèle le plus répandu est la loi de comportement de Cambridge, de type Cam-Clay avec une seule surface de charge fermée, et les modèles à deux surfaces de charge du type Lade [1989]. D'après les essais réalisés sur les différents types de géomatériaux, on a tendance à privilégier l'un des deux mécanismes: les déformations plastiques déviatoires ou les déformations plastiques volumiques.

III.2.4. MODELE DE SOL AVEC ÉCROUISSAGE (HARDENING SOIL MODEL).

III.2.4.1. Présentation du modèle – avantages et inconvénients

Le HSM développé par Brinkgreve (1994) [96] est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. L'écrouissage en cisaillement est utilisé pour modéliser les déformations irréversibles en chargement déviatorique tandis que l'écrouissage en compression est utilisé pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dans les chargements œdométrique et isotropique. Ce modèle avancé du deuxième

ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

Dans le cas d'un essai triaxial drainé, la relation observée entre la déformation axiale et la contrainte déviatorique peut être bien rapprochée par une hyperbole. Une telle relation a été d'abord formulée par Kondner (1963) et utilisée plus tard dans le modèle hyperbolique bien connu (Duncan et Chang, 1970). Cependant, le modèle HSM supplante le modèle hyperbolique de loin: premièrement en utilisant la théorie de plasticité plutôt que celle d'élasticité, deuxièmement par introduction de la dilatance du sol et troisièmement en présentant une surface de charge limite. On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes contrainte – déformation.

Le modèle HSM améliore également le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points; notamment:

- la prise en compte de l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente, toujours est-il que les courbes œdométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites;
- la prise en compte de l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente, le module E_{50} , correspondant à 50 % du déviateur de rupture n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes contrainte - déformation avant d'atteindre la plasticité;
- la distinction entre les chemins de charge et de décharge;
- et enfin la prise en compte de la dilatance qui est limitée.

D'une manière générale, quelques caractéristiques de base du modèle sont :

- la rigidité dépendante de la contrainte selon une loi puissance. (Définie par un paramètre d'entrée m);
- la déformation plastique en premier chargement déviatorique. (Paramètre d'entrée E_{50}^{ref});
- la déformation plastique en premier chargement de compression isotrope. (Paramètre d'entrée E_{oed}^{ref});
- les paramètres élastiques en décharge/recharge. (Paramètre d'entrée E_{ur}^{ref}, ν_{ur});
- la rupture selon le modèle de Mohr-coulomb. (Paramètres c, φ et ψ).

Une caractéristique de base du Modèle HSM est la dépendance de la rigidité de sol avec le niveau de contrainte. Pour les conditions œdométriques de contrainte et déformation, le modèle implique, par exemple, la relation:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\sigma / p^{ref} \right)^m \quad E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad [III-33]$$

La figure III-4 ci-dessous donne la définition du module œdométrique tangent.

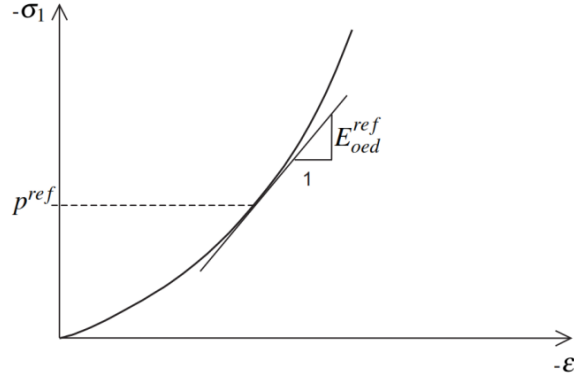


Figure III-4: Définition du module œdométrique tangent. [97]

Dans le cas spécial de sols doux, il est réaliste d'utiliser le paramètre $m = 1$. Dans de telles situations il y a aussi une relation simple entre l'indice de compression modifié λ^* :

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad \lambda^* = \frac{(\lambda)}{(1+e_0)} \quad [III-34]$$

où p^{ref} est une pression de référence. Ici nous considérons un module œdométrique tangent à une pression de référence particulière p^{ref} . De là, la rigidité au premier chargement se rapporte à l'indice de compression modifié λ^* ou l'indice de compression de Cam-Clay λ .

De même, le module de rechargement-déchargement se rapporte à l'indice de gonflement modifié κ^* ou à l'indice de gonflement de Cam-Clay standard:

$$E_{ur}^{ref} \cong \frac{2p^{ref}}{\kappa^*} \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e_0)} \quad [III-35]$$

III.2.4.2. Courbes contrainte – déformation

Dans le cas d'un essai triaxial drainé, la relation observée entre la déformation axiale et la contrainte déviatorique peut être bien rapprochée par une hyperbole:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} * \frac{1}{1 - q/q_a} \quad \text{pour: } q < q_f \quad [III-36]$$

où q_a est la valeur asymptotique de la résistance au cisaillement, q_f est la contrainte déviatorique ultime et E_i , la rigidité initiale qui est fonction de E_{50} . Ces différentes contraintes et les paramètres de rigidité sont illustrés sur la figure III-5 et sont reliés par les relations suivantes:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2-R_f} \quad [\text{III-37}]$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad [\text{III-38}]$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{avec } q_f = (c \cos \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [\text{III-39}]$$

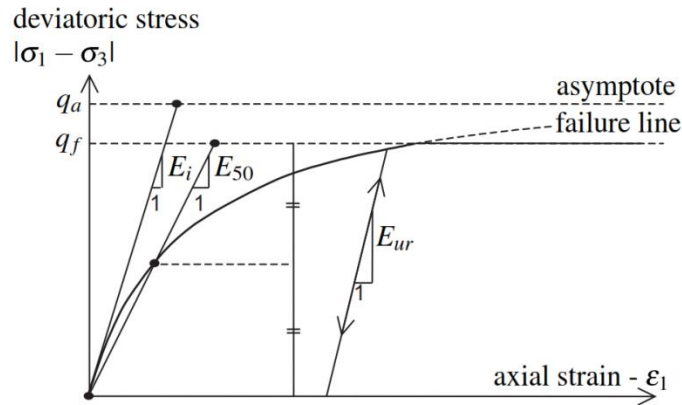


Figure III-5: Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation [97] [98]

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Kondner. C'est le rapport entre q_f et q_a considéré comme le rapport de rupture. Ce ratio doit être plus petit que 1.

Le module de référence E_{50}^{ref} correspond à une pression de confinement de référence p^{ref} . La valeur par défaut de p^{ref} est 100 kN/m^2 selon Brinkgreve (1994) [96]

La puissance « m » est telle que: $0,5 < m < 1$ d'après Whilst von Soos (1990); dans le cas des argiles molles m pourrait prendre la valeur 1; et Janbu (1963) propose m autour de 0,5 pour les sables et silts Norvégiens.

En décharge-recharge, le module est donné par:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad [\text{III-40}]$$

avec E_{ur}^{ref} le module d'Young de référence sur les trajets de décharge – recharge à la pression de référence p^{ref} , par défaut $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$

III.2.4.3. Les paramètres du HSM

Le tableau III.3 ci-dessous résume les différents paramètres du modèle des sols avec écoulement.

Tableau III-3: Les paramètres de HSM

Paramètres		Unités	Valeurs par défaut
<i>Paramètres de Mohr-Coulomb</i>			
Cohésion (effective)	c	[kN/m ²]	-
Angle de frottement interne (effectif)	φ	[°]	-
Angle de dilatance	ψ	[°]	-
<i>Paramètres de rigidité</i>			
Module sécant dans un essai triaxial	E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	-
Module tangent dans un essai œdométrique	E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	-
Module en décharge/recharge	E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$
Puissance pour la dépendance rigidité - contrainte	m	[-]	≅ 0,5 pour les sables 1 pour les argiles molles
<i>Paramètres avancés (Il est conseillé d'utiliser les valeurs par défaut)</i>			
Coefficient de Poisson en décharge/recharge	ν_{ur}	[-]	0,2
Contrainte de référence	p^{ref}	[kN/m ²]	100
K ₀ - consolidation (normale)	K_0^{nc}	[-]	$1 - \sin \varphi$
Coefficient à la rupture	R_f	[-]	0,9
Résistance à la traction	$\sigma_{tension}$	[kN/m ²]	0
Augmentation de la cohésion avec la profondeur. Cf. modèle de Mohr-Coulomb	$c_{increment}$	[kN/m ²]	0
Paramètres alternatifs pouvant être utilisés en lieu et place des paramètres de rigidités de base			
Indice de compression	c_c	[-]	-
Indice de gonflement	c_s	[-]	-
Indice de vide initial	e_{init}	[-]	-

Les paramètres de rigidité alternatifs peuvent être calculés à partir des paramètres de rigidité de base et de l'indice de vide initial:

$$c_c = \frac{2,3(1+e_{init})p^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \quad [III-41]$$

$$c_s = \frac{2,3(1+e_{init})(1+\nu)(1-2\nu)p^{ref}}{(1-\nu)E_{ur}^{ref}} \quad [III-42]$$

Ce modèle avancé montre qu'il s'agit d'un modèle suffisamment simple pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués.

III.2.4.3. Surface de charge et surface de rupture

La surface de rupture du modèle HSM est celle de Mohr-Coulomb, présentée sur la figure III-6-a pour un sol non cohérent, tandis que la surface de charge est présentée sur la figure III-6-b dans l'espace des contraintes principales.

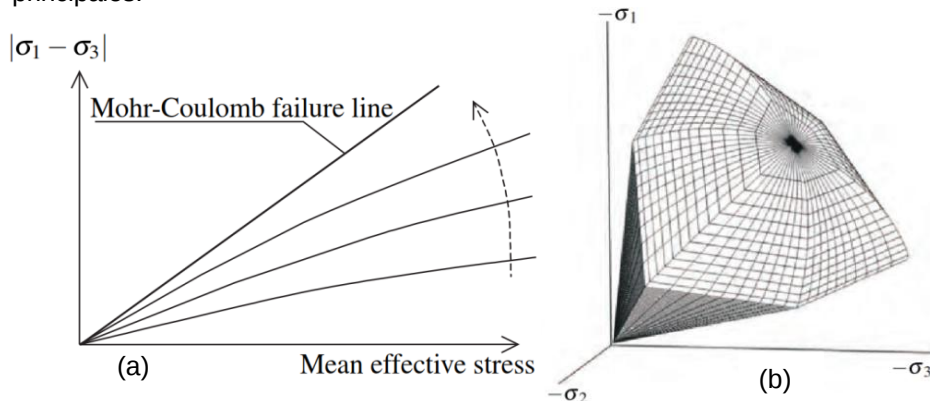


Figure III-6: Surface de rupture et forme des surfaces de charge du HSM en cisaillement dans le plan $(p-q)$ (a) et dans l'espace $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ (b)

III.2.5. RESUME DES LOIS DE COMPORTEMENT

Tableau III-4: Résumé des modèles de comportement

Modèle de comportement	Problème à modéliser	Type des matériaux
Elastique linéaire de Hooke		Structures rigides massives placées dans le sol
Hyperbolique de Kondner	Cisaillement	Sols grenus (sable, grave)
Elastoplastique de Tresca	Cisaillement	Sols fins saturés non drainés
Elastoplastique de Mohr-Coulomb	Cisaillement	Sols pulvérulents et cohérents et roches tendres à long terme
Drucker-Prager	Cisaillement	Matériaux pulvérulents
Modèle des sols avec écrouissage (Hardening Soil Model, HSM)	Cisaillement et compression	Sols grenus (grave et sable) mais aussi sols mous (argile, limon)

Le choix du modèle de comportement dépendant du problème posé: soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel: quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel". Nous résumons dans le tableau III-4 ci-dessus les quelques modèles décortiqués dans cette étude bibliographique.

III.2.6. CONCLUSIONS SUR LES LOIS DE COMPORTEMENT

Ce chapitre avait pour vocation de donner un aperçu des principales lois de comportement des sols. Après une analyse bibliographique fouillée, nous avons présenté un certain nombre de lois de comportement en décrivant les mécanismes mis en jeu: élasticités linéaire et non linéaire, élastoplasticité, écrouissage, etc.

Les lois développées ne sont pas toujours utilisables pour tous les types de sollicitations et tous les matériaux [98]. Les lois sont basées sur un principe classique: représenter au mieux le comportement sur des chemins de contraintes simples et connus afin de déterminer les paramètres de la loi et puis passer au calcul d'ouvrages réels. Les paramètres doivent être peu nombreux et assez faciles à déterminer, ce qui n'est pas le cas dans la plupart des modèles [98], plus la loi est complexe, plus le nombre de paramètres augmente. Les nombreux essais réalisés sur les sols montrent que le comportement est souvent écrouissable. La règle d'écoulement plastique pour les sols doit être non associée à la surface de charge.

Pour les lois élastoplastiques, deux types de modèle sont envisagés: avec le domaine élastique ouvert ou fermé. Pour le comportement du sol où le cisaillement domine les lois à domaine élastique ouvert sont suffisantes. La rupture s'obtient suivant la courbe proche du critère de rupture de Mohr-Coulomb. Par contre la simulation du comportement de sol en compression demande une loi avec le domaine élastique fermé. Les lois utilisant les concepts de l'école de Cambridge représentent très bien ce phénomène.

Il ressort de cette étude bibliographique sur les lois de comportement que le modèle évolué HSM se prête mieux à une modélisation du comportement hydromécanique des sols latéritiques compactés en compressibilité et en cisaillement.

III.3. APERCU SUR LA POLLUTION DES SOLS.

Par rapport à la pollution de l'air ou de l'eau, la pollution des sols est peu visible et semble de ce fait moins attirer l'attention de la société, via les médias et les associations en particulier. Une autre raison de cette léthargie du grand public et des médias est qu'il est difficile de conclure globalement à la gravité de cette forme de pollution vis-à-vis de la santé.

Certains cas, où des conséquences significatives en termes de vulnérabilité se sont faites sentir sur l'environnement et les populations avoisinantes ont cependant conduit, depuis quelques décennies, à porter à ce problème l'attention qu'il mérite.

III.3.1. NATURE DE LA POLLUTION DES SOLS

Reconnue comme étant un phénomène récent, la pollution des sols résulte des conséquences cumulées de diverses activités humaines (agricole, urbaine et industrielle). Elle peut être soit de nature diffuse, soit de nature localisée.

Les pollutions diffuses concernent de grandes surfaces de terrain et sont le plus souvent la conséquence de l'utilisation de produits (engrais et pesticides) lors de l'exploitation agricole; elles peuvent également avoir une origine industrielle dans le cas de retombées atmosphériques suite à des activités industrielles (conséquences de pluies acides), à des accidents (retombées radioactives de la catastrophe de Tchernobyl) [99], et aux retombées de fumées d'usines (Vranken, 2010) [100].

Les pollutions localisées peuvent résulter d'événements accidentels engendrant le déversement de produits toxiques, liés à un problème ponctuel d'une activité industrielle ou de transport. De telles pollutions sont visibles et peuvent avoir des conséquences graves en termes de vulnérabilité des populations, des infrastructures et de l'environnement proche. Une autre source de pollutions localisées correspond aux fuites de produits toxiques provenant de cuves de stockage ou de conduits défectueux. Rencontrées parfois à proximité de centres de déchets toxiques dont le confinement est défaillant, ces fuites engendrent une pollution chronique qui peut prendre une grande ampleur du fait du transfert des polluants dans le sous-sol sur de longues périodes. La pollution localisée se manifeste aussi dans les parcs à résidus des concentrateurs.

III.3.2. CONCEPT DE POLLUTION ET POLLUANTS

La pollution c'est la dégradation d'un milieu naturel suite à une contamination par des agents toxiques constitués de l'ensemble des rejets de substances que l'homme libère dans le milieu. Certaines de ces substances peuvent ne pas être vraiment dangereuses pour les organismes vivants, mais du fait qu'elles exercent une influence perturbatrice sur l'environnement, elles sont même polluantes. La pollution c'est aussi toute modification défavorable du milieu ou de l'écosystème. (Bliefert et Perraud, 2011) [101]. En effet, provoquées par les activités humaines, les perturbations peuvent affecter l'homme directement ou indirectement à travers certaines ressources telles que les cultures, l'eau, etc. Elles peuvent altérer certains objets physiques comme les bâtiments. Elles contribuent également à l'enlaidissement du milieu en décimant la végétation par exemple.

La typologie de la pollution dépend entre autre de la nature de l'activité polluante (pollution industrielle, agricole, sonore, etc.), du milieu récepteur (pollution atmosphérique, pollution du sol, de l'eau) et de la nature des substances polluantes (pollution chimique ou biologique).

Il convient de lors de rappeler que pour qu'une pollution puisse avoir lieu, il faut trois conditions, la présence ou l'existence d':

- un polluant;
- un mécanisme de pollution;
- un milieu pollué ou susceptible de l'être.

Le polluant est toute substance responsable d'une pollution, d'une dégradation d'un milieu naturel. Le polluant est la substance liquide, solide ou gazeuse que, une fois introduite dans un milieu, l'altère ou est susceptible de le faire. Il doit avoir une teneur supérieure dans le milieu à polluer, sinon c'est le contraire qui se produit: la dilution et l'atténuation de l'effet nocif. Les teneurs ou concentrations en éléments chimiques polluants s'expriment en: ppm = mg/ kg, mg/ l, ...

Le mécanisme de pollution est le moyen par lequel le polluant peut atteindre la substance à altérer. Et le milieu pollué est celui qui a été altéré dans sa composition naturelle par suite d'un apport extérieur.

Une classification usuelle des polluants est présentée par Delage. & Schrefler. (2005), [99], elle comprend:

- les polluants chimiques solubles: acides, bases, nitrates, nitrites (engrais), sulfates, fluorures, chlorures, cyanures, détergents, pesticides, herbicides...;
- les métaux lourds: cadmium, manganèse, cobalt, chrome, cuivre, plomb, mercure, nickel et zinc;
- les composés hydrocarbonés dérivés du pétrole brut et qui comprennent l'ensemble des carburants utilisés dans l'industrie, la production d'énergie et les transports, ils sont définis par leur nombre d'atomes de carbone et leur température d'ébullition.

Cette classification confirme l'importance des industries chimiques, métallurgiques, des activités de transport et agricoles. La même source indique trois catégories de polluants à savoir: métalliques (métaux lourds), minéraux (Ca, Mg, Na, K, Fe, Si, Sr, Ti, Al, N, Cl, F, P, S et cyanures) et organiques (comprenant entre autres les hydrocarbures, les alcools, les phénols, les esters, les cétones, les sulfures, les pesticides...).

Les sites pollués pourraient être répartis en trois grands types:

- les anciennes décharges, qui ont été utilisées sans respecter les règles techniques actuelles et dont le sous-sol inadapté a conduit à une pollution des eaux,

- les dépôts de déchets, occasionnés par des faillites d'entreprises ou des pratiques frauduleuses d'importation ou d'élimination de déchets
- et, enfin, les sols pollués par des retombées, des infiltrations ou des déversements de substances polluantes, liés à l'exploitation d'une installation industrielle ou à un accident de transport.

Cependant, on se heurte toujours à l'absence de normes [102] aussi bien sur les teneurs maximales admises pour les composés toxiques dans les sols que sur les techniques d'analyse permettant d'évaluer ces teneurs. Les sites pollués constituent pourtant un risque à moyen terme pour les eaux de surface et souterraines et pour l'usage même des sols (habitat, cultures, implantation d'activités). Sur un même site, les teneurs en éléments polluants sont très hétérogènes et elles peuvent atteindre localement 1 000 à 10 000 ppm (mg/kg).

Les conséquences de la pollution chimique sur les écosystèmes, varient suivant la concentration de composés dans les rejets. Ainsi, la pollution des sols va dépendre de deux types de facteurs: les premiers auront trait à la nature des polluants, les seconds seront liés à la nature physicochimique des sols considérés.

Les caractéristiques physicochimiques des sols font référence à la texture, structure, pH, pouvoir adsorbant, porosité, perméabilité, etc. Le plus souvent les polluants entretiennent avec les particules du sol, et particulièrement avec les colloïdes, des relations durables d'adsorption. Enfin, certains polluants se trouvent insolubilisés et se fixent définitivement dans la phase solide des sols. On assistera ainsi à des phénomènes d'accumulation dans certains compartiments des sols.

Parmi les différents déchets industriels, les résidus de concentrateurs miniers et les stériles miniers peuvent être une source importante de pollution aux métaux lourds due au phénomène de Drainage Acide Minier, DMA en sigle. (Aubertin et al., 2002).

III.3.3. SITES DE DECHARGE DE RESIDUS MINIERS DANS LE COPPERBELT CONGOLAIS

Dans le cas qui nous concerne dans cette recherche, il s'agit d'une pollution industrielle chimique des sols latéritiques de corps des digues de retenue due aux effluents liquides émanant des concentrateurs.

La figure III.8 montre la répartition (à droite) et les estimations quantitatives (à gauche) des rejets à travers les trois groupes du Copperbelt congolais. La plupart des bassins de rétention sont construits dans les vallées avec des digues en sol latéritique pourvues des exutoires vers les rivières. Signalons que dans un seul site (Kolwezi, Kakanda,...) il y a plusieurs digues.

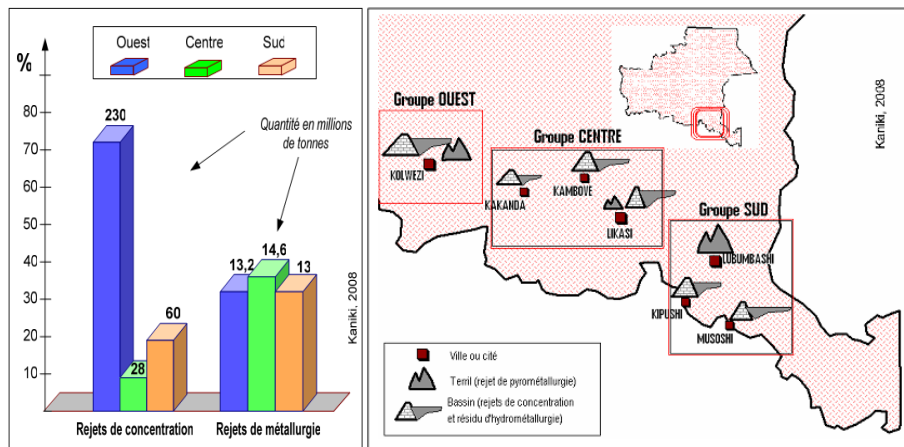


Figure III-7: Sites de décharge et répartition des rejets minéralurgique et métallurgiques à travers les trois groupes du Copperbelt Congolais [30]

La gestion environnementale dans le domaine minier, la réduction et la prévention de la pollution minière en RDC sont essentiellement régies par les outils législatifs suivants: le code minier (loi n°007/2002), le règlement minier (décret n°038/2003) et les Ordonnances 41 et 48 du 12 février 1953 relatives aux établissements dangereux, insalubres ou incommodes.

L'annexe XI, du code minier de la RDC, intitulé «de la classification des rejets miniers et leurs caractéristiques», fixe les seuils maximum de teneurs en éléments chimiques qu'il ne faudrait pas dépasser dans les rejets miniers [103]. L'annexe XV dudit code minier définit un **sol contaminé** comme étant un sol dont le contenu en substances chimiques dépasse de façon significative la concentration de fond à la suite d'une activité minière, ou qui renferme des substances qui n'existent pas à l'état naturel dans l'environnement. Nous présentons en annexe I, les tableaux de niveaux de concentration admissible de métaux au-delà desquels les rejets miniers sont à faibles risque et à risque élevés selon le code minier de la RDC [103] et d'autres recommandations en vigueur.

Baize (1997) [104] rapporte que le comité technique ISO/TC 190 s'est refusé à définir les deux mots: "contamination et pollution" dans la norme ISO 11074-1 sous prétexte que ces mots étant employés sans cohérence par divers experts d'un pays à l'autre et également à l'intérieur d'un même pays. A la notion de contamination, Baize (1997) associe deux idées: d'abord, un accroissement des teneurs suite aux activités humaines, locales et générales et ensuite, un accroissement du risque de nuire aux fonctions du sol. Mais, c'est plus probablement la forme chimique de l'élément que sa teneur qui pourra provoquer un effet négatif sur le fonctionnement du sol.

DEUXIEME PARTIE: APPROCHE EXPERIMENTALE

PRELUDE

L'approche expérimentale est la partie la plus importante de cette recherche. Tout d'abord, des essais en grandeur nature auraient pu être réalisés sur les digues. Cela aurait été de loin la meilleure solution. De tels essais auraient cependant exigé des moyens financiers et en personnel exorbitants qui dépasseraient ceux alloués à cette recherche. Des essais en laboratoire sur des éprouvettes reconstituées étaient donc la seule solution.

Cette deuxième partie est structurée en trois chapitres:

- 4. Caractérisation de la latérite des digues de Kakanda et de Kipushi*
- 5. Approche comportementale en compressibilité et en cisaillement des latérites compactées.*
- 6. Impacts des effluents liquides des concentrateurs sur le comportement des latérites compactées.*

Ce sont ces deux derniers chapitres de la deuxième partie qui contiennent les résultats détaillés de tous les essais réalisés, en laboratoire, pour caractériser la compressibilité, la perméabilité, la consolidation primaire et le cisaillement des latérites compactées dans un environnement hydrique pollué (bassin de rétention des déchets miniers).

Chapitre IV

CARACTERISATION DE LA LATÉRITE DES DIGUES DE KAKANDA ET DE KIPUSHI

IV.1. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de faire une synthèse des caractéristiques les plus importantes des sols latéritiques saturés et non saturés afin de disposer d'une base complète pour l'analyse et la modélisation de leurs comportements en compressibilité, en perméabilité et en cisaillement.

Ce chapitre regroupe l'ensemble des essais expérimentaux conduits sur des échantillons de sols latéritiques compactés. Ces essais sont organisés selon trois axes principaux: la caractérisation physique, chimique-minéralogique et géotechnique.

L'interaction et la percolation des effluents du bassin de rétention dans la latérite constituant le corps des digues modifient radicalement les propriétés de la matrice latéritique. Afin d'appréhender au mieux le travail de recherche de modélisation du comportement de matériau latéritique dans les digues de retenue des rejets miniers, il a été nécessaire de les caractériser d'un point de vue physique, chimique et géotechnique. Cette étude préalable a donc pour objectif de mettre en avant les principales caractéristiques des latérites et de définir les paramètres de leur mise en œuvre.

En outre, il est important de préciser que la totalité des échantillons de latérites et des effluents liquides utilisés pour ce travail de thèse proviennent des digues de retenue et des bassins de rétention des rejets miniers du Katanga méridional dans l'axe Kipushi - Kakanda - Kolwezi en RDC (dans le copperbelt) et possèdent donc des propriétés qui leur sont propres. Par conséquent, il est probable que pour des latérites ayant une origine différente, certaines de nos observations ne soient pas directement transposables.

Pour mener à bien l'ensemble des travaux de caractérisation et de modélisation du comportement, environ 90 kg de latérite ont été nécessaires. Les échantillons ont été prélevés à Kakanda sur la grande digue de Kakanda (Figures IV-1 et IV-3) en septembre – octobre 2009 et

octobre – novembre 2010 (± 30 kg), à Kipushi sur la digue de Kipushi (Figure IV-4) en Février-Mars 2011 (± 30 kg) et sur certains sites où les matériaux de la digue de Kipushi étaient extraits en Février 2011 (± 30 kg). Les figures IV-1 à IV-4, reprennent les différents sites d'échantillonnage. Ces échantillons ont été analysés à l'Université Catholique de Louvain (UCL) au Laboratoire Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil (LEMSC) pour la caractérisation physique et mécanique, au laboratoire de l'Ingénierie des Matériaux et des Procédés (IMAP) pour la microscopie électronique à balayage, au laboratoire de l'Analyse Chimique des Matériaux de l'Environnement pour les caractérisations chimique et minéralogique, au laboratoire de physique de sols du pôle génie rural pour les courbes de rétentions et au laboratoire de géotechnique du département BATir (Building, Architecture and Town planning) de l'Université Libre de Bruxelles (ULB).

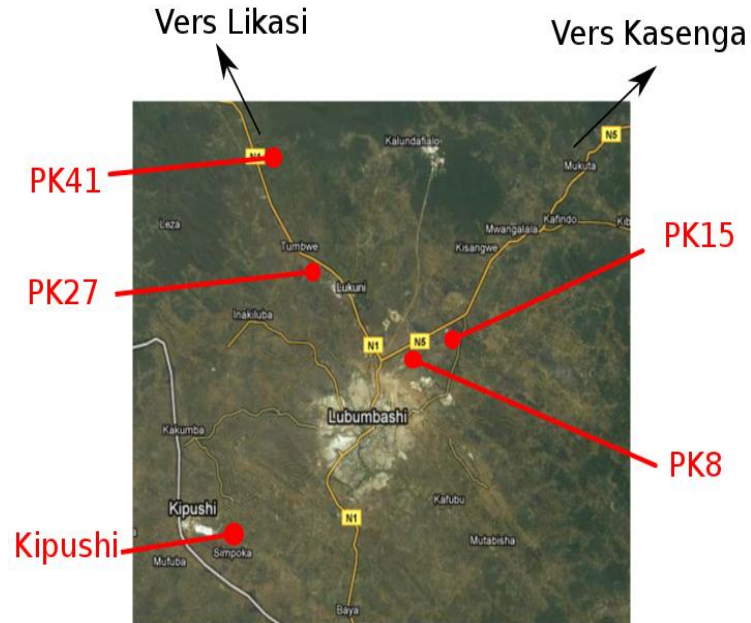
IV.2. ECHANTILLONNAGE

Les échantillons analysés sont repris dans le tableau IV-1. Ils proviennent du Katanga méridional, et ont été prélevés à l'aide d'une tarière à main et d'un carottier manuel. Le tableau IV-1. ci-dessous en reprend les descriptions. De prime abord, seule la latérite constituant les digues semble intéressante pour étudier les tassements des ouvrages. Cependant, afin de connaître véritablement la qualité de ces matériaux, il était intéressant de les comparer avec des échantillons issus d'autres sites à proximité de Lubumbashi (figure IV-2). Deux de ces carrières sont situées aux points kilométriques 8 et 15 (Pk8 et Pk15) de la route Lubumbashi-Kasenga. Ces sites ont servi, à l'époque, à la réalisation de la couche de fondation de la route contiguë. Les carrières Pk27 et Pk41 bordent la route Lubumbashi-Likasi à hauteur des points kilométriques 27 et 41. Ces latérites ont aussi servi à la construction des fondations de routes. La carrière de Kipushi est attenante à la digue et n'est exploitée que pour son édification et ses rehaussements. Les différents prélèvements ont été réalisés durant les mois correspondant à la période humide (Saison de pluie).

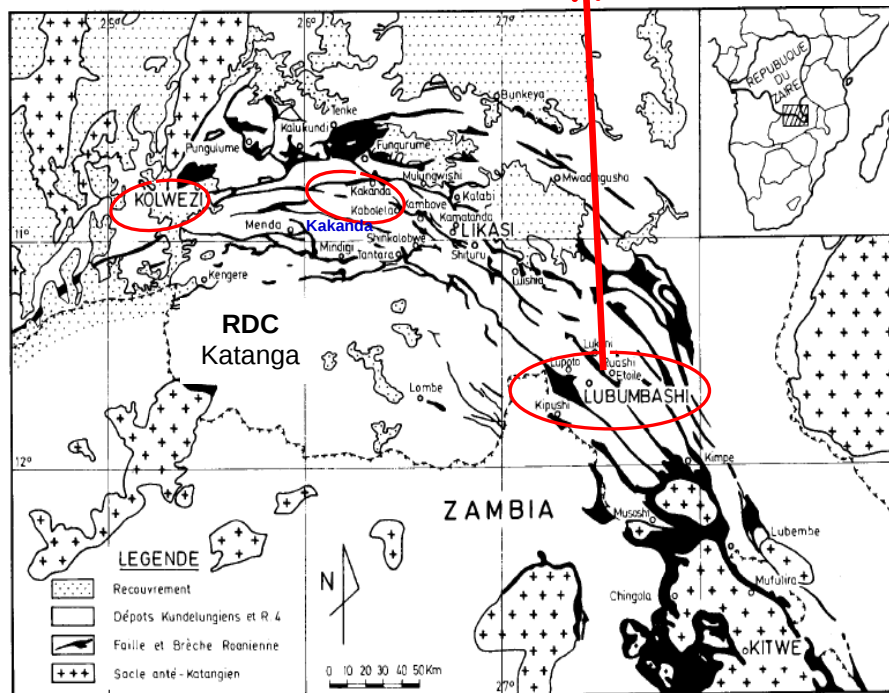
✍ Dénomination des échantillons

Dans la suite du travail, nous dénommons les échantillons suivant les numéros du LGC, comme suit:

- 28 334/1 et 28 334/2: Boue de Kakanda (du bassin de la digue);
- 28 334/3: Latérite de Kakanda (Plate-forme de la digue);
- 28 334/6: Effluent du bassin de la digue de Kakanda;
- 28 850/1: Latérites des sites Pk8, Pk15, Pk27, Pk41 et Kipushi;
- 28 865/1: Latérite de Kipushi (Plate-forme de la digue);
- 28 865/2: Effluent du bassin de la digue de Kipushi.



(a) Image Google earth- Echelle: 1/650.000



(b) arc cuprifère Katanquien (d'après François, 1973)

Figure IV-1: Sites de prélèvement des sols latéritiques

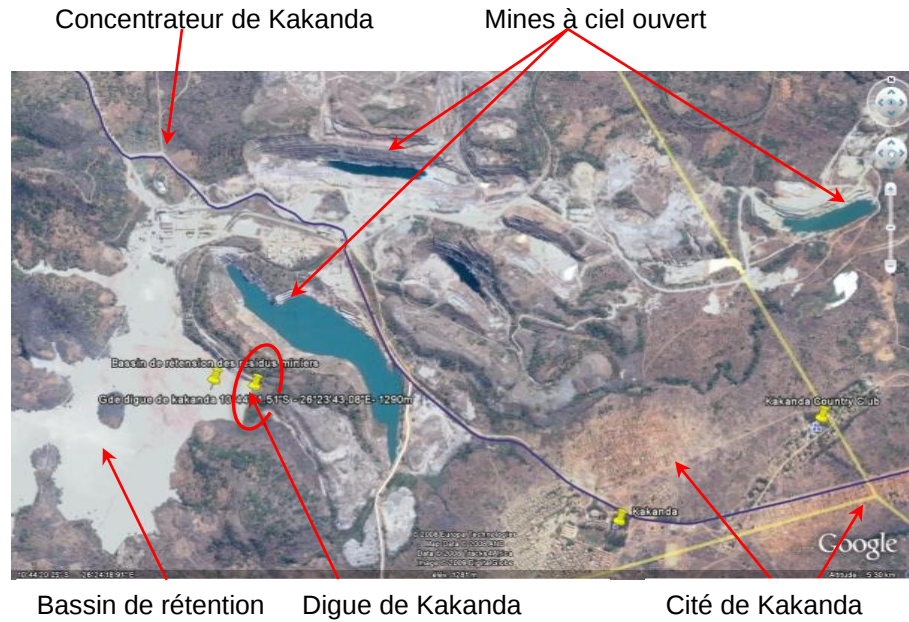


Figure IV-2: Vue satellitaire globale du site de Kakanda



Figure IV-3: Prélèvement des échantillons sur les plates-formes des digues

Tableau IV-1: Description des échantillons.

N° Labo LEMSC	Lieu et site de prélèvement	Mode de prélèvement	Profondeur de prélèvement	Type d'échantillon	Description de l'échantillon
28334/1	Bassin de rétention de la grande digue de Kakanda	Manuel Par tarière à main	0,50 à 1,50 m	Remanié	Boue de décantation
28334/2	Bassin de rétention de la grande digue de Kakanda	Manuel Par tarière à main	0 à 0,50 m	Remanié	Boue de décantation
28334/3	Plate-forme de la grande digue de kakanda	Semi-mécanique. Terrassement par engin et récupération de l'échantillon au moyen d'une pelle	1 à 2 m	Remanié	Sol latéritique
28334/6	Bassin de rétention de la grande digue de Kakanda	-	-	-	Effluent liquide
28850/1	Pk8, Pk15, Pk27, Pk41 et Kipushi	Semi-mécanique Terrassement par engin et récupération de l'échantillon au moyen d'une pelle	0 à 1,50 m	Remanié	Sol latéritique
28865/1	Plate-forme de la digue de Kipushi	Manuel Par tarière à main	0,5 à 1,0 m	Remanié	Sol latéritique
		Manuel par carottier	0,80 à 1,5 m	Semi Remanié	
28865/2	Bassin de la digue de Kipushi	-	-	-	Effluent liquide

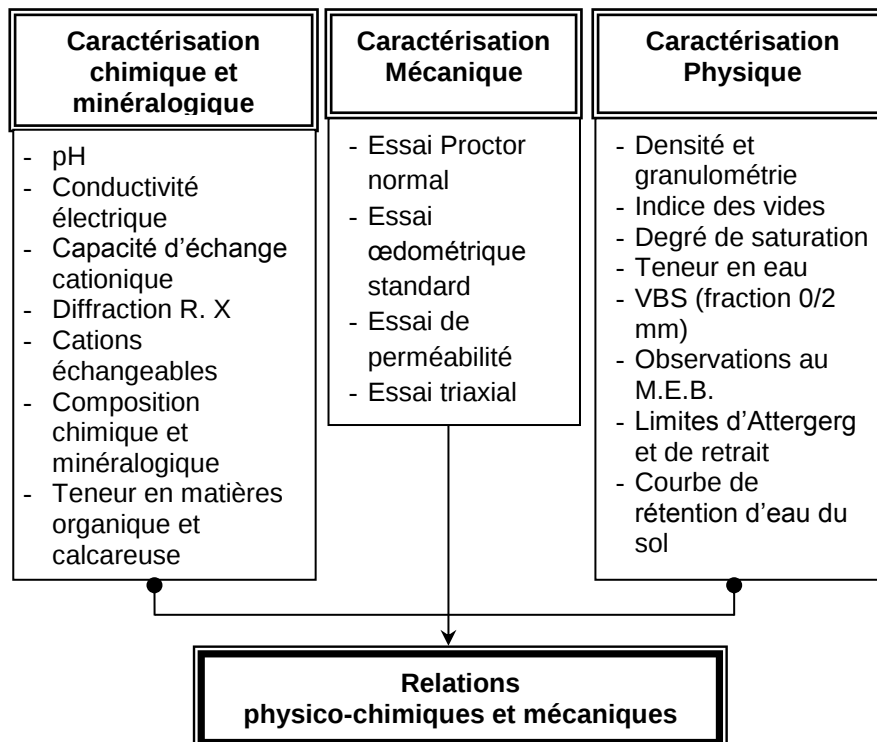
IV.3. ESSAIS EN LABORATOIRE

Il est nécessaire de rappeler que les propriétés géotechniques des sables et des argiles varient selon des paramètres différents. Ainsi, le comportement des sables dépend plutôt de l'état de compacité, alors que celui des argiles dépend fortement de la teneur en eau. La latérite étant constituée, en proportions presque égales, de particules grossières et fines, son comportement varie suivant ces deux facteurs. L'identification des sols doit donc être menée de manière particulièrement rigoureuse, afin de pouvoir analyser correctement le comportement de ce type de sol.

Initialement, il était prévu d'accomplir les séries d'essais sur le matériau non remanié, mais il a été impossible de procéder au carottage intact du sol suite aux difficultés administratives (accès aux sites), matérielle et financière. Une grande partie des essais a donc été réalisée sur des éprouvettes reconstituées.

Les essais réalisés dans l'ensemble sont présentés dans l'organigramme du tableau IV-2 ci-dessous.

Tableau IV-2: Organigramme des essais réalisés



IV.3.1. CARACTERISATION PHYSIQUE

IV.3.1.1. Matériels et méthodes

Les échantillons dénommés boue de Kakanda, latérite de Kakanda, latérite de Kipushi et latérites des carrières ont été chacun mélangés avec soin et écrêtés au tamis de 2mm; les échantillons ainsi préparés ont été ensuite réduits en poids au laboratoire par quartage, pour obtenir finalement des échantillons en quantité requise pour les caractérisations physique, chimique, minéralogique et mécanique.

Pour la caractérisation physique, nous avons effectué une analyse granulométrique par voies sèche (tamisage) et humide (sédimentométrie) selon la norme CME 01.01. La teneur en eau a été déterminée par la méthode d'étuvage selon les normes NF P94-050 et NBN 589-203 respectivement pour les latérites de Kakanda, de Kipushi, la boue de Kakanda et les latérites des carrières. La détermination de la masse volumique absolue s'est faite au pycnomètre selon la procédure: N03-09. Les limites d'Atterberg ont été obtenues selon la norme NF P94-051 et la limite de retrait suivant la procédure Peltier 108. Le poids volumique maximal sec ainsi que la teneur en eau optimum ont été obtenus par un essai Proctor Normal selon NF P 94-093.

IV.3.1.2. Résultats et interprétations

Les résultats des essais d'identification réalisés sur l'ensemble des échantillons sont repris dans les tableaux et les graphiques ci – dessous.

Tout d'abord, un petit tableau récapitulant les distributions granulométriques des échantillons de latérites issues des carrières. Il ressort que la latérite de la carrière de Kipushi a le diamètre moyen des grains plus faible que ceux des latérites prélevées dans les autres carrières et que le pourcentage de fines (< 80 μ m) est le plus élevé.

Tableau IV-3: *Récapitulatif des données des courbes granulométriques*

Echantillons	Kipushi	Pk8	Pk15	Pk27	Pk41
D ₅₀ [mm]	0,08	0,2	0,9	3	4,5
Grave [%]	42	35	37	62	66
Sable [%]	8	20	26	12	8
Fines [%]	50	45	37	26	26

Dans la suite des analyses, seul l'échantillon de la carrière de Kipushi est considéré, il est dénommé 28850/1

Tableau IV-4: *Caractéristiques physiques des latérites reconstituées.*

Echantillons		28334/3	28850/1	28865/1
Teneur en eau massique	Moyenne	16,51	11,57	13,74
w [%]	Ecart-type	0,46	0,48	0,34
Limite de liquidité	Moyenne	50,8	35,5	37,3
w _L [%]	Ecart-type	1,51	0,98	1,02
Limite de plasticité	Moyenne	26,9	20,8	21,7
w _P [%]	Ecart-type	0,89	0,78	0,82
Indice de plasticité I _p [%]	Moyenne	23,9	14,7	15,6
Limite de retrait w _s [%]	Moyenne	18,60	15,7	15,69
Poids volumique naturel γ_n [kN/m ³]		17,613	17,18	19,3032
Poids spécifique ou Poids volumique des grains γ_s [kN/m ³]	Moyenne	27,555	-	26,814
	Ecart-type	0,26		0,25
Poids volumique sec γ_d [kN/m ³]	Moyenne	15,11	15,40	16,971
	Ecart-type	0,19	0,21	0,22
Porosité dans l'état naturel n [%]		45,16	-	36,710
Indice de vide e [%]		82,36	-	58,01
Degré de saturation S _r [%]		56,31	-	64,74
Nombre d'échantillons testés		21	13	27

Les trois dernières caractéristiques sont obtenues par calcul.

IV.3.1.2.1 Analyse texturale

En complément à l'analyse granulométrique par voie sèche (tamisage) et humide (sédimentométrie), une séparation gravimétrique a été réalisée sur la fraction inférieure à 2 mm par la méthode des ultrasons-résine sodique (Feller et al., 1991) [105], appliquée sur 10 gr d'échantillon par tamisage des sables après dispersion aux ultrasons, et séparation par sédimentation des limons et argiles après dispersion aux résines saturées avec les ions Na⁺. Il ressort de cette analyse texturale les résultats repris dans le tableau IV-5.

Tableau IV-5: *Résultat de l'analyse texturale*

Echantillons	Plage	28334/3	28865/1
Fraction argileuse (%)	< 2 μ m	71,73	41,18
Fraction Limon fin (%)	2 à 20 μ m	20,14	19,18
Limoneuse Limon grossier (%)	20 à 50 μ m	5,31	22
Fraction sableuse (%)	> 50 μ m	2,82	17,64

La nomenclature de la fraction limoneuse dans le jargon des mécaniciens des sols concerne la plage allant de 2 μm à 63 μm alors que l'analyse texturale par la méthode des ultrasons-résine sodique (Feller et al., 1991) considère le limon dans la gamme de 2 à 50 μm , la fraction comprise entre 50 et 63 μm étant du sable, ainsi les proportions limon/argile sont surestimées par rapport à la courbe granulométrique. Les figures IV-4, IV-5 et IV-6 présentent les courbes granulométriques et les différentes fractions dans les échantillons des latérites. Les caractéristiques dimensionnelles sont, quant à elles, reprises dans le tableau IV-6 ci-dessous. Ces résultats montrent une fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$) variant entre 19 et 31 % pour les latérites issues des corps des digues et une moyenne de 19 % pour les latérites prélevées dans les carrières. La fraction argileuse maximale (31 %) est observée dans la latérite de Kakanda.

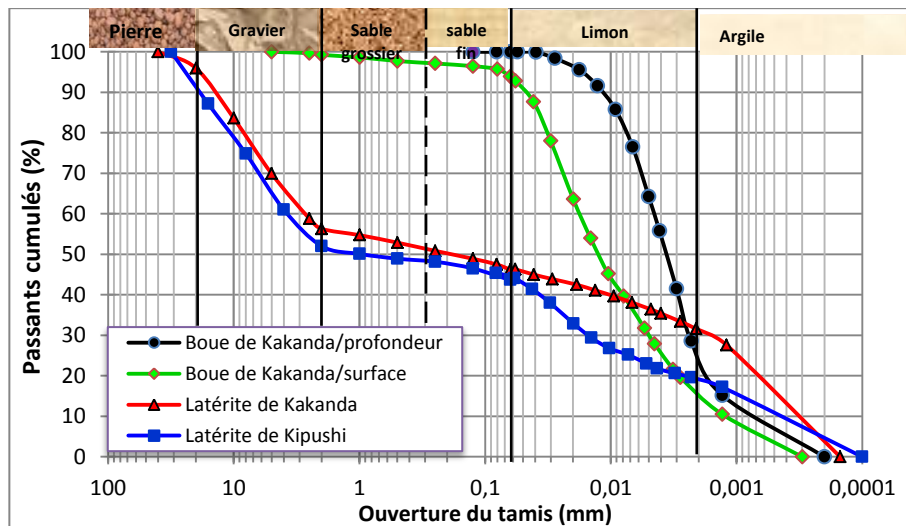


Figure IV-4: Courbes granulométriques de 4 échantillons

IV.3.1.2.2. Profils granulométriques

Du point de vue structural, la latérite de Kakanda (28334/3) et celle de Kipushi (28865/1) sont des sols très complexes avec une distribution granulométrique très étalée allant de la plage de gravier jusqu'aux argiles en passant par les sables et les limons. Les proportions pondérales sur la fraction inférieure à 2 mm (figure IV-7) nous confèrent environ 71 et 41 % d'argiles respectivement pour les latérites de Kakanda et Kipushi. Les échantillons de boue (28334/1 et 28334/2) provenant du même bassin de rétention de Kakanda à de profondeurs différentes présentent une distribution plus ou moins uniforme (si bien que le coefficient de Hazen de 14,17 pour le 28334/2 soit élevé, son coefficient de courbure est faible).

Dans la plage des limons-argiles, la texture semble homogène avec beaucoup plus de limons que d'argile dans les boues. Le rapport limon/argile est élevé pour les deux boues soit 3,18 pour l'échantillon 28334/1 et 6,15 pour le 28334/2. Ce rapport est très faible pour la latérite de Kakanda soit 0,45 alors qu'il est de 1,30 pour la latérite de Kipushi, quoique Van Wambeke (1962) affirme que dans des sols latéritiques le rapport limon/argile est inférieur à 10/15 [106], ce qui ne se vérifie pas pour la latérite de Kipushi.

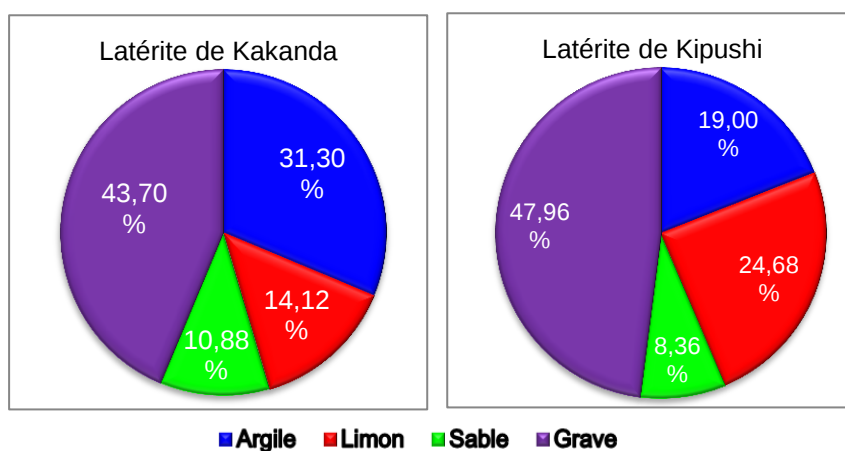


Figure IV-5: Fractions granulométriques de latérite sur l'échantillon brut

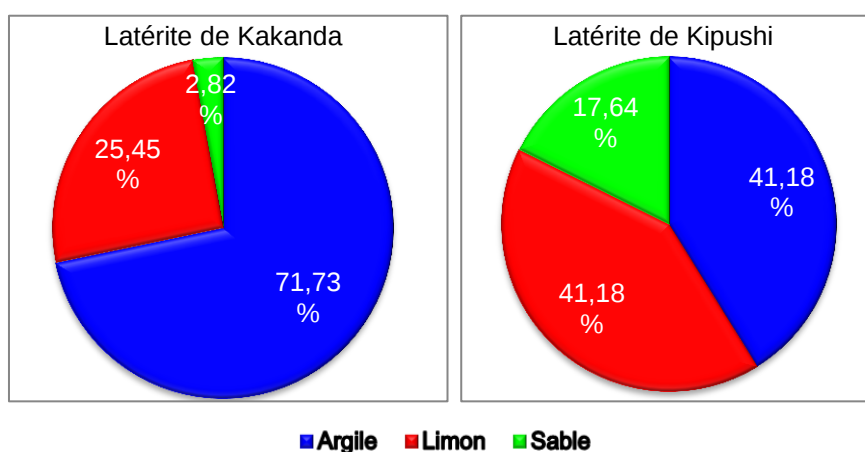


Figure IV-6: Fractions granulométriques de latérite sur le tamisât au 2 mm

Tableau IV-6: *Caractéristiques dimensionnelles et distribution granulométrique des sols*

Echantillons		28334/1	28334/2	28334/3	28865/1	28850/1
<i>Composante granulométrique</i>		<i>Pourcentage en masse</i>				
Passant à 80 microns	(%)	100	95,9	47,91	45,4	46
Passant à 50 microns	(%)	100	91,2	45,8	44,1	44
Passant à 2 microns	(%)	23,4	15	31,3	19,0	19,0
Argile	(%)	23,4	15	31,3	19,0	19,0
Limon	(%)	74,52	77,27	14,12	24,68	25,0
Sable	(%)	2,08	6,98	10,88	8,36	8
Grave	(%)	0	0,75	43,70	47,96	48
<i>Caractéristiques dimensionnelles</i>						
D10 [mm]		0,0008	0,0012	0,0003	0,0004	0,0004
D30 [mm]		0,0022	0,0048	0,0012	0,017	0,016
D50 [mm]		0,0037	0,013	0,2	1	0,08
D60 [mm]		0,0044	0,017	2,75	3,8	3,75
Coefficient d'uniformité (Cu)		5,5	14,2	9166,7	9500,0	9375,0
Coefficient de courbure (Cc)		1,375	1,129	0,002	0,190	0,171

La distribution granulométrique de la latérite et plus globalement, de n'importe quel sol, constitue son empreinte physique. Elle caractérise en effet la taille des particules constituant la phase solide du matériau. Les différentes classes granulométriques couramment utilisées sont présentées dans le tableau IV-7.

Tableau IV-7: *Classes granulométriques d'un sol*

Diamètre	Dénomination
> 20 mm	Cailloux
2 mm à 20 mm	Graviers
63 µm à 2 mm	Sables (grossiers et fins)
2 µm à 63 µm	Limons (ou silt)
< 2 µm	Argiles

En comparant les valeurs du tableau IV-6 à celles du tableau IV-7, et au regard des courbes granulométriques de la figure IV-4, les sols latéritiques (échantillons 28334/03 et 28865/1) présentent un fuseau

granulométrique très large ce qui produit une distribution très hétérogène du milieu poreux. De telles hétérogénéités ont des effets importants sur le comportement hydrique ainsi que sur le comportement géotechnique et géochimique de la matrice latéritique. La fraction graveleuse occupant plus de 40% dans tous les échantillons analysés, il en résulte que les sols analysés sont des graves latéritiques.

Un graveleux latéritique est un sol résiduel d'altération tropicale, constitué par un mélange de particules de dimensions généralement comprises entre 2 et 20 mm (pisolithes, concrétions ou nodules plus ou moins durs et/ ou rognons de quartz) et d'argile latéritique de couleur le plus souvent rougeâtre ou ocre. Il est utilisé pour construire le corps de remblais et la partie inférieure des corps de chaussées (couche de base et couche de fondation) dans la partie de l'Afrique située au sud du Sahara, et particulièrement en RDC, en raison de son intérêt économique.

Sur le diagramme triangulaire de la figure IV-7 relatif à la classification des sols fins, les échantillons écrêtés au tamis de 2 mm y sont positionnés. Le sol de la digue de Kipushi se situe dans la catégorie des argiles silteuses et celui de la digue de Kakanda dans la plage des argiles avec environ 72 % de la fraction inférieure à 2 micromètres. La boue du bassin de Kakanda rentre dans la zone des limons silteux

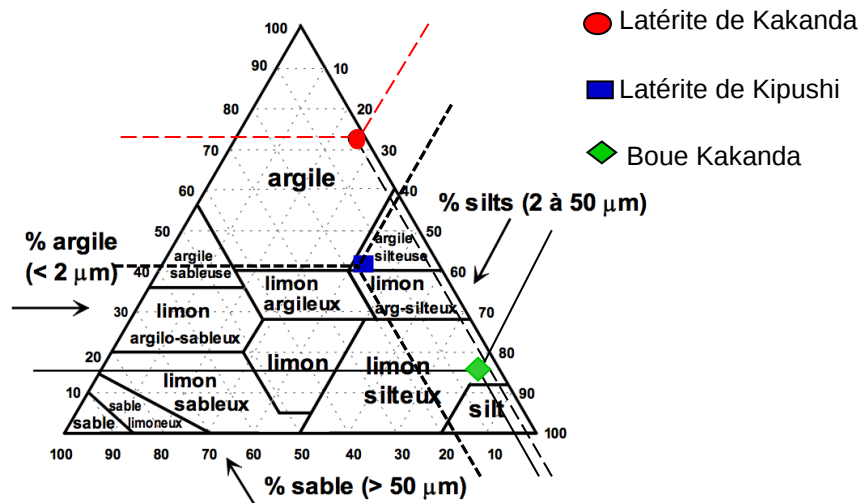


Figure IV-7: Classification triangulaire des sols fins

IV.3.1.2.3. Etats de consistance

Les paramètres sans dimensions tels que la teneur en eau, la porosité, l'indice de vides,... caractérisent l'état dans lequel se trouve le sol

c'est-à-dire l'état de compacité du squelette et de consistance ainsi que les quantités d'eau et d'air contenues dans le sol.

Teneur en eau

Nous avons évalué la teneur en eau massique w des latérites par étuvage à 105°C en respectant un temps de séchage de 24h. Deux essais espacés de 2 mois ont permis de vérifier la stabilité de la teneur en eau des latérites lorsqu'elles sont conservées à l'air ambiant à l'intérieur du laboratoire.

Pour chacun des essais, 3 échantillons ont été prélevés. La précision de la balance utilisée est de 0,1 g et l'incertitude relative de cette mesure est de 4,9 %. Les résultats moyens pour les 2 essais sont présentés dans le tableau IV-4, la latérite de Kakanda (28334/3) étant plus humide que celle de Kipushi (28865/1). La teneur en eau de la latérite de Kakanda est stable dans le temps par rapport à celle de la latérite de Kipushi.

Limites de consistance.

Lorsque leur teneur en eau varie, les sols fins (argiles et limons) changent d'état de consistance. Ces changements d'état se font de manière progressive. Les limites de consistance ou limites d'Atterberg séparant ces différents états ou domaines de consistance ont été déterminés suivant les méthodes classiques (NF P94-051) et les résultats obtenus sont consignés dans le tableau IV-4 ci-dessus. Afin de mieux visualiser les écarts entre les limites de consistance et les teneurs en eau de différents échantillons, nous présentons à la figure IV-8 ci – dessous leurs histogrammes.

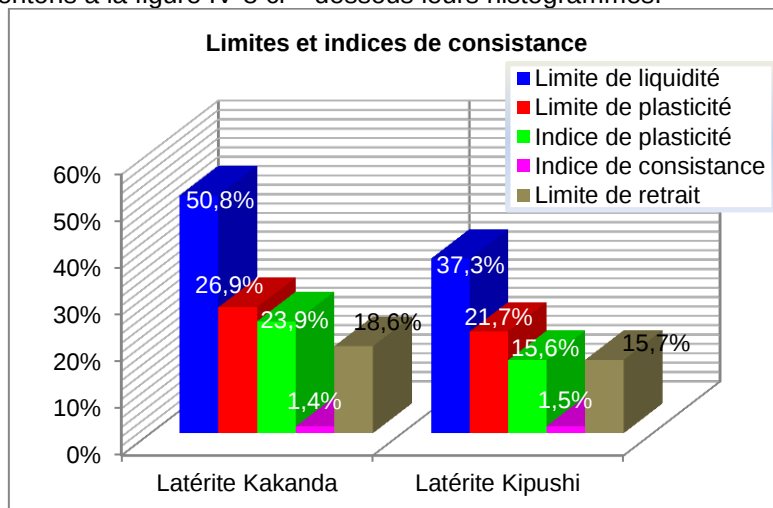
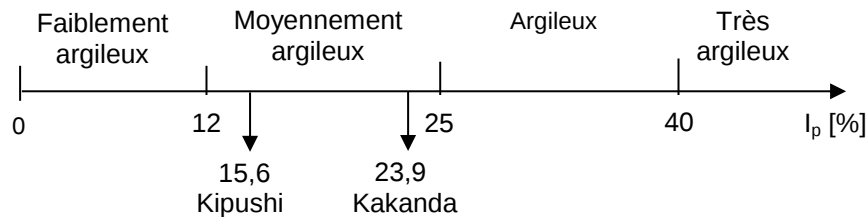


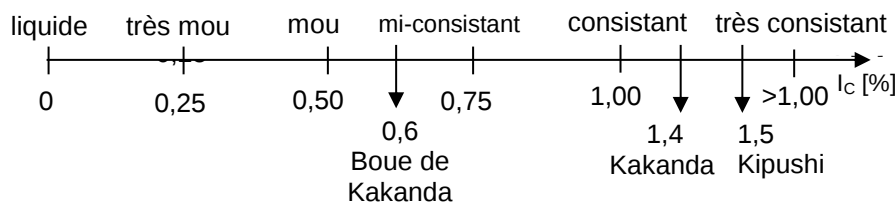
Figure IV-8: Limites et indices de consistance de deux échantillons

Les limites d'Atterberg sont en relation directe avec l'adsorption d'eau par les particules argileuses. Il ressort de l'analyse de la figure IV-8 ce qui suit:

- Le GTR 92 (Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme – septembre 1992) retient pour I_p les seuils d'argilosité suivants:



- Et nos latérites présentent une argilosité moyenne. L'étendue du domaine de plasticité, domaine pendant lequel on peut travailler le sol, est bien plus grande pour la latérite de Kakanda que pour celle de Kipushi. Autrement dit, lors de l'humidification, il faudra une quantité d'eau supérieure pour la latérite de Kakanda que pour celle de Kipushi pour réduire leur résistance d'un facteur 100 en les faisant passer de leurs limites de plasticité à leurs limites de liquidité.
- Quant à l'indice de consistance, et au regard de la nomenclature du GTR ci – dessous, les deux latérites sont très consistantes alors que la boue est molle.



✍ Classification suivant les états hydriques et de plasticité

En se basant sur les critères de classification en fonction des teneurs en eau et des limites de consistance repris dans le tableau IV-8 et en comparant les états hydriques sur la figure IV-8, et le tableau IV-4, on constate que tous nos échantillons sont des sols très humides.

Tableau IV-8: Critère de classification en fonction des états hydriques.

Nature de sol	w_L [%]	w_P [%]	I_P [%]	Valeurs de seuils de w [%]		
Limon	24	17	7	Sous - classe	Min.	Max
Argile limoneuse peu plastique	40	24	16	A1th:Très humide	15,04	-
Argile plastique	114	29	85	A1h:Humide	13,23	15,04
Argile de Mexico	500	125	375	A1m: Moyen	10,83	13,23
Bentonite	710	54	656	A1s: Sec	8,42	10,83

La distribution granulométrique couplée aux limites de plasticité permet une classification plus ou moins générale des sols. Nous la présentons dans le tableau IV-9. ci-dessous suivant divers systèmes de classification [107], [108].

Tableau IV-9: *Classification des sols*

Classification	28334/1	28334/2	28334/3	28865/1
ASTM ^a	Silts argileux	Silts argileux	Sable grossier argileux	Sable grossier argileux
AASHTO ^b	Silts argileux	Silts argileux	Gravier argileux	Gravier argileux
USCS ^c	OL: argile silteuse de faible plasticité inorganique	OL: argile silteuse de faible plasticité inorganique	GC: Gravier argileux	GC: Gravier argileux
M.I.T. ^d	Silt grossier argileux	Silt grossier argileux	Gravier argileux	Gravier argileux
LCPC ^e	Limon argileux peu plastique	Sable limoneux argileux peu plastique	Sable argileux de plasticité moyenne	Sable argileux peu plastique
GTR ^f	Sol fin	Sol fin	Sol sableux avec fine	Sol sableux avec fine

ASTM^a: American Society for Testing and Materials;

AASHTO^b: American Association of State Highway Officials;

USCS^c: Unified Soil Classification System;

M.I.T.^d: Massachusetts Institute of Technology;

LCPC^e: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;

GTR^f: Guide du Terrassement Routier

Les latérites (28334/3) et (28865/1) corroborent bien la dénomination «GC» du système de classification unifié qui est par ailleurs le plus utilisé dans la pratique du génie [02]. Il s'agit d'un mélange de gravier, sable et argile qualifié de sol à grains grossiers pour lequel plus de la moitié des grains est recueillie sur le tamis n°200 (0,075mm) et contenant plus de 12% de particules fines avec des limites de plasticité se trouvant au-dessus de la ligne A dans l'abaque de plasticité de Casagrande (figure IV-9 ci-dessous). Précisons que le terme d'argile utilisé en minéralogie n'a pas le même sens que celui utilisé en granulométrie. Ici, c'est un critère uniquement basé sur la taille des particules et non sur leur composition chimique et minéralogique.

Favre a montré que les limites d'Atterberg (paramètres de nature) ont un pouvoir explicatif très fort des propriétés mécaniques. Ces limites sont liées entre elles, pour le cas des argiles minérales, par la relation:

$$I_p = 0,73(w_L - 20) \quad [\text{IV-1}]$$

Cette équation de la ligne A de Casagrande situe la nature minéralogique de l'argile. Les points de coordonnées ($w_L = 50,8\%$ et $I_p = 23,9$) et ($w_L = 37,3\%$ et $I_p = 15,6$) sont, sur le diagramme ci-dessous (figure IV-9), situés juste au-dessus de la ligne A (donnée par $I_p = 0,73(w_L - 20)$) dans la zone hachurée qui indique l'illite, ceci indique que la fraction argileuse identifiée correspond à l'illite dans les deux latérites. La latérite de Kakanda contient des argiles plastiques $w_L > 50\%$.

D'autres auteurs proposent pour la ligne A l'équation suivante (Jean BIAREZ) [109]:

$$I_p = 0,73(w_L - 13) \quad [\text{IV-2}]$$

Ce qui donne une droite parallèle à la ligne A de Casagrande ayant pour abscisse à l'origine 13 (ligne rouge sur la figure IV-9). Dans ce cas, nos latérites se situent en dessous de la ligne A, dans la zone correspondant aux kaolinites.

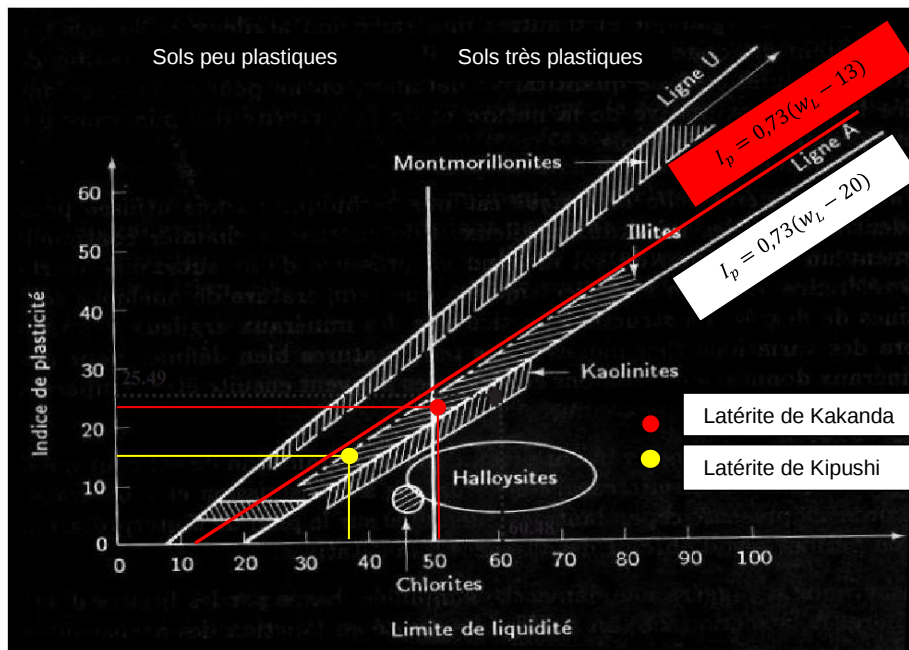


Figure IV-9: Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande (Inspiré de Casagrande, (1948) [110] [111], et de Mitchell, (1976) [112])

L'analyse minéralogique par diffraction aux rayons X (paragraphe IV.3.2.2.1) révèle bien la présence d'illite mais surtout de kaolinites comme minéraux argileux dans nos échantillons des latérites.

Masse volumique

Nous avons mesuré la masse volumique absolue γ_s (masse volumique de la matière solide) des latérites et des boues à l'aide des pycnomètres à eau. Connaissant la masse et le volume du pycnomètre vide, il est question de déterminer, à partir des échantillons secs dont la masse est connue, le volume des grains contenus dans le pycnomètre. Pour cela, on estime par différence de pesée la masse d'eau déplacée par le matériau après leur saturation sous vide pendant une demi-heure. La mesure a été effectuée pour chaque échantillon sur 3 prises de plus ou moins 20 g chacune. Nous avons obtenu des valeurs moyennes sur les 3 prises pour chaque échantillon comprises entre 26,5 kN/m³ et 28 kN/m³, valeurs comparables à celles d'un sable siliceux dont la masse volumique est comprise entre 26 et 27 kN/m³.

Argilosité

Les sols argileux ont toujours posé de nombreux problèmes dans le domaine de la géotechnique. Cela est dû aux propriétés particulières des argiles qui ont la faculté d'échanger des ions avec le milieu environnant, de s'humidifier ou de se dessécher, entraînant selon les cas une perte de résistance, un gonflement ou un retrait important. Les conséquences engendrées par ces phénomènes peuvent se traduire par des fissures importantes, une perte de portance du sol ou encore des glissements de terrain (Lautrin, 1989), [113]. Ce comportement dépend également du type d'argile rencontrée. Par exemple, la présence de montmorillonite dans un sol est beaucoup plus préjudiciable que celle de kaolinite.

Par conséquent, en technique routière et en construction des remblais, la quantité et la nature des argiles contenues dans un sol sont des paramètres qui interviennent en premier lieu dans le type d'application pouvant être envisagée et dans le choix d'un traitement au liant ou à la chaux à apporter. Avant toute opération de construction des remblais routiers ou des digues, il est donc indispensable d'évaluer l'argilosité des matériaux utilisés. Le GTR propose 2 méthodes pour cela: la détermination de l'indice de plasticité I_p ou de la valeur au bleu de méthylène VBS. [114].

Essai au bleu de méthylène

Cet essai développé dans les années 1970 au LCPC par Tran Ngoc Lan est une méthode simple qui repose sur la détermination de la surface spécifique des fines. Ce paramètre est pertinent pour apprécier leur comportement puisqu'il varie de moins de 0,3 m²/g pour des fines inertes à plus de 40 m²/g pour la montmorillonite. La grande surface spécifique des argiles s'explique par leur structure cristalline en feuillet qui est à l'origine de

Les indices de plasticité (15,60 % pour le sol de Kipushi et 23,9 % pour celui de Kakanda), qui sont supérieurs à 12, indiquent que ces matériaux ont une argilosité moyenne selon la nomenclature du GTR. Cette plasticité moyenne est vraisemblablement une conséquence de la teneur moyenne de minéraux argileux et l'abondance de quartz. Avec des indices de consistance qui sont supérieurs à 1 (1,4 et 1,5 respectivement pour Kakanda et Kipushi) nos échantillons sont des sols très consistants. Ces caractéristiques géotechniques permettent de déduire que ces échantillons appartiennent à la classe G.C (Gravier argileux) selon USCR, AASHTO, MIT et A₂ selon le GTR.

IV.3.2. CARACTERISATION MINERALOGIQUE

IV.3.2.1. Matériels et méthodes

Quant à la caractérisation minéralogique, afin de déterminer les minéraux cristallins contenus dans les échantillons, nous avons réalisé une analyse diffractométrique aux rayons X sur les sols bruts, sur les argiles et sur les argiles déferriées à l'aide d'un diffractomètre D8 advance (Brüker) avec un tube à anticathode de cuivre et détecteur solide sol-X à discrimination d'énergie.

Pour une analyse fine de la structure des échantillons, la microscopie électronique à balayage (MEB) a été réalisée au moyen de deux microscopes électroniques. L'un de type EDAX utilisé sous une tension d'alimentation de 20kV, avec un grossissement variant entre 100 et 4000x. Une analyse chimique y a été associée via la microanalyse X. Celle-ci permet une analyse élémentaire ponctuelle, par détection des raies caractéristiques X des éléments en présence avec une résolution spatiale de l'ordre de 1 μm^3 . La microanalyse électronique par spectrométrie en énergie EDX (Energy dispersive X-ray spectrometry ou Spectrométrie X en dispersion d'énergie) sur les images (analyse élémentaire locale) comme la technique EDS (Energy Dispersive Spectrometer ou spectromètre à sélection d'énergie) permettent une caractérisation chimique de la matière basée sur les interactions rayonnement-matière. Elles permettent de déterminer la composition chimique d'un échantillon en le bombardant avec un flux d'électrons, et en analysant les rayons X émis.

Le deuxième microscope est de type FEGSEM (Field Emission Gun Scanning Electron Microscopy) (MEB avec Source d'électrons par émission de champs), il permet un examen ultrastructural,

Les images ont été réalisées sur base de l'analyse des électrons secondaires sous une faible tension (1kV à 5kV) mais avec un grossissement élevé variant entre 10kx à 200kx. La préparation des échantillons a consisté en une métallisation par l'Or-Palladium dans un appareil (évaporateur) à pulvérisation cathodique après fixation sur portoir métallique, au moyen d'une laque d'argent ou de carbone suivi d'une déshydratation et désaération par passage dans un appareil à vide.

IV.3.2.2. Résultats et interprétations

IV.3.2.2.1. Analyse DRX

La DRX consiste à appliquer un rayonnement de la longueur d'onde des rayons X ($0,1 < \lambda < 10\text{nm}$) sur un échantillon argileux orienté ou non. Le rayonnement pénètre le cristal, il y a absorption d'une partie de l'énergie et excitation des atomes avec émission de radiations dans toutes les directions. Les radiations émises par des plans atomiques qui sont en phases vont engendrer un faisceau cohérent qui pourra être détecté. La condition pour que les radiations soit en phase s'exprime par la loi de Bragg: $n\lambda = 2d \sin\theta$

L'appareillage utilisé comprend le diffractomètre D8 Advance de Brüker (cuka, $\lambda = 0,15418\text{ nm}$, 40 kV, 30 mA et $2\theta = 1/2\text{ min}$), muni d'une anticathode en cuivre et une baie de mesure (Philips PW 1710) pilotée via un ordinateur par le logiciel PC-APD. Cette installation permet de déterminer la cristallographie d'une roche totale et de sa fraction argileuse ($\leq 2\text{ }\mu\text{m}$) sur lame mince orientée ou non. Les spectres ont été obtenus sur les échantillons non orientés pour les sols bruts et orientés pour les fractions argileuses.

Les mesures sur des échantillons bruts, dont les spectres sont présentés en Annexe II, ont mis en évidence la prédominance du quartz dans les latérites. Ils contiennent également de l'hématite ainsi que du mica. Enfin, des traces de feldspath et de calcite ont été détectées.

Identification des minéraux argileux.

Les minéraux argileux ont été identifiés sur la fraction $< 2\text{ microns}$. L'argile a été respectivement saturée par les ions K et Mg. L'argile traitée au potassium a été soumise au chauffage à 105, 300 et 550°C, celle traitée au magnésium a suivi le traitement à la solvatation à l'éthylène glycol (Mg eg). Les spectres ont été obtenus sur les échantillons orientés, leurs interprétations montrent que les minéraux argileux sont principalement de la kaolinite et de l'illite qui sont présentes dans tous nos échantillons. Ces deux minéraux argileux ont déjà été mis en évidence par la classification de Casagrande (figure IV-9). La Capacité d'Echange Cationique (CEC)

mesurée par la méthode à l'acétate d'ammonium à pH 7, dans la caractérisation chimique, confirme la présence de minéraux argileux non gonflants (IV.3.3.2.3). Outre ces deux minéraux argileux de types 1/1 et 2/1 respectivement, d'autres minéraux ont été décelés (tableau IV-10.).

Les résultats des essais de diffractométrie aux rayons X sont donnés sous la forme d'un spectre avec des pics correspondant aux distances interréticulaires des minéraux (Figure IV-11, et IV-12). Les spectres obtenus par diffractométrie des sols des digues sont très proches; au moins deux phases minérales ont été détectées. Les pics secondaires ont aussi été analysés:

- un pic vers 3,33 correspondant à l'illite ou au quartz;
- un pic à 4,96 correspondant à l'illite;
- un pic à 3,56 qui correspond à la kaolinite.

Tableau IV-10: Minéraux présents dans les échantillons

Echantillon		K20	K105	K300	K550	Mg20	Mg air	Minéral
28334/3	A°	7	7	7	-	7	7	Kaolinite
		9,9	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9	Illite (Mica)
		14	14	14	14	14	14	Chlorite
28334/1	A°	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9	Illite (Mica)
		7	7	7	-	7	7	Kaolinite
		7,2	7,2	7,2	-	7,2	7,2	Kaolinite
28865/1	A°	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9	Illite (Mica)
		-	-	-	-	14	14	Vermiculite

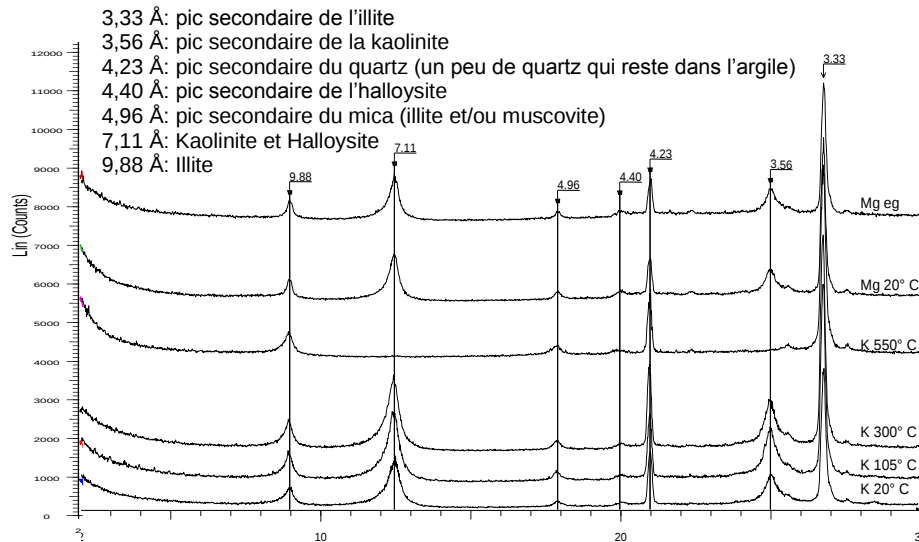


Figure IV-11: Diffractogramme de la fraction argileuse (Kakanda)

Pour la boue du bassin de Kakanda, les mêmes pics ont été recensés avec en plus un pic à 14 correspondant au chlorite (cfr. Annexe N°II). Ce pic à 14 apparaît aussi sur le spectre de la latérite de Kipushi (figure IV-12) traitée au magnésium par solvatation à l'éthylène glycol (Mg eg); il correspond, dans ce cas, à la vermiculite. Les argiles mises en évidence, ne sont pas gonflantes.

Le quartz est le minéral le plus répandu dans la lithosphère. Sa présence marquée dans les échantillons bruts des latérites n'est donc pas étonnante. De même, l'hématite est un composé très couramment rencontré à la surface de la terre, notamment dans les scories. Le feldspath est un constituant essentiel des roches magmatiques et métamorphiques. C'est un aluminosilicate de potassium, de sodium ou de calcium. Le mica est un silicate d'aluminium et de potassium, également abondant dans les roches magmatiques et métamorphiques. Quant à la calcite, elle provient de l'érosion de roches calcaires.

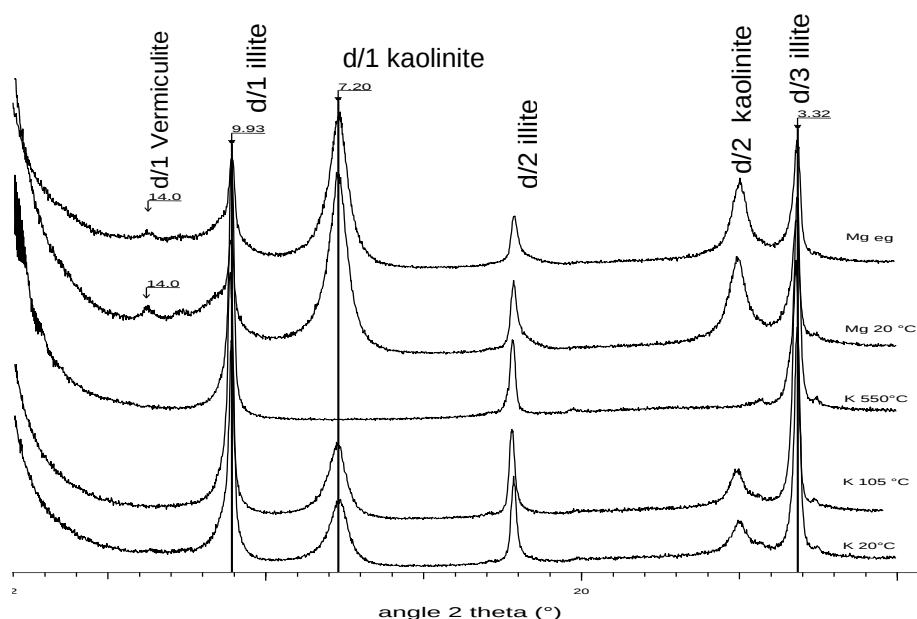


Figure IV-12: *Diffractogramme de la fraction argileuse (Kipushi)*

Dans un mélange argileux naturel, le spectre de diffraction enregistre différents pics correspondant aux réflexions principales des différentes familles présentes mais aussi les réflexions secondaires ou d'ordre 3. Chaque famille argileuse se caractérise par une valeur de l'espace basal d (en angströms) en appliquant la Loi de Bragg. Cependant, les mêmes valeurs de d peuvent correspondre à des réflexions d'ordre différent pour des minéraux différents. Par exemple, la réflexion primaire (001) de la kaolinite à 7 Å coïncide avec la réflexion secondaire (002) du chlorite. En ne

considérant que le spectre normal, certains minéraux ne sont pas dissociables. C'est pour cela qu'on enregistre, pour un même échantillon plus de trois spectres obtenus dans des conditions expérimentales différentes.

La détermination de la composition minéralogique de la fraction argileuse des latérites a nécessité une préparation particulière (séchage à l'air, broyage, décarbonatation, défloculation, extraction de la fraction $\leq 2 \mu\text{m}$, centrifugation, orientation sur lame de verre). Pour mettre en évidence la présence de certains minéraux, 3 échantillons ont été analysés par sol : naturel (à 20°C), après chauffage à 105°C, après saturation sous vapeur d'éthylène-glycol (détection d'argiles gonflantes) et après chauffage à 550°C pendant 2h (détection de la kaolinite, à cette température le pic de la kaolinite disparaît). Les diffractogrammes des échantillons bruts des latérites présentaient un bruit de fond important (entre les angles de diffraction 2θ de 2 à 5) dû à la présence d'oxydes de fer en forte quantité. Il n'a pas été possible de quantifier tous les éléments détectés.

Les valeurs des pics enregistrés sur les différents spectres ont été comparées aux données classiques relevées dans la littérature (Brindley & Brown, 1980) [117] et dont quelques tableaux sont repris à l'annexe III.

IV.3.2.2.2. Etude de la microstructure et de la texture: Imagerie au MEB

La composition minéralogique des assemblages argileux est déduite par la diffraction des rayons X (DRX, XRD). L'agencement des particules argileuses s'étudie via la microscopie électronique à balayage (MEB, SEM); la morphologie des particules s'observe plutôt au microscope à transmission (MET, TEM). Le degré d'hydratation des assemblages argileux s'obtient via des analyses thermiques différentielles (ATD, DTA) ou thermo-gravimétriques (ATG, TGA).

La microscopie électronique à balayage est basée sur l'interaction entre un faisceau d'électron et une matrice cristalline ou non. Le faisceau d'électrons secondaires ou celui des électrons rétrodiffusés est utilisé pour obtenir une image de l'échantillon irradié avec une résolution de l'ordre de 0,01 micron. Cette technique donne des informations sur le relief de l'échantillon, la morphologie des grains et leur agencement. En complément, un spectre de dispersion en énergie (EDAX) donne une information semi-quantitative sur le contenu chimique. Les échantillons doivent être métallisés avant l'analyse.

Dans le présent paragraphe, nous ressortons les principales déductions de la Microscopie Electronique à Balayage (MEB) en ce qui concerne :

– *la dispersion des grains:*

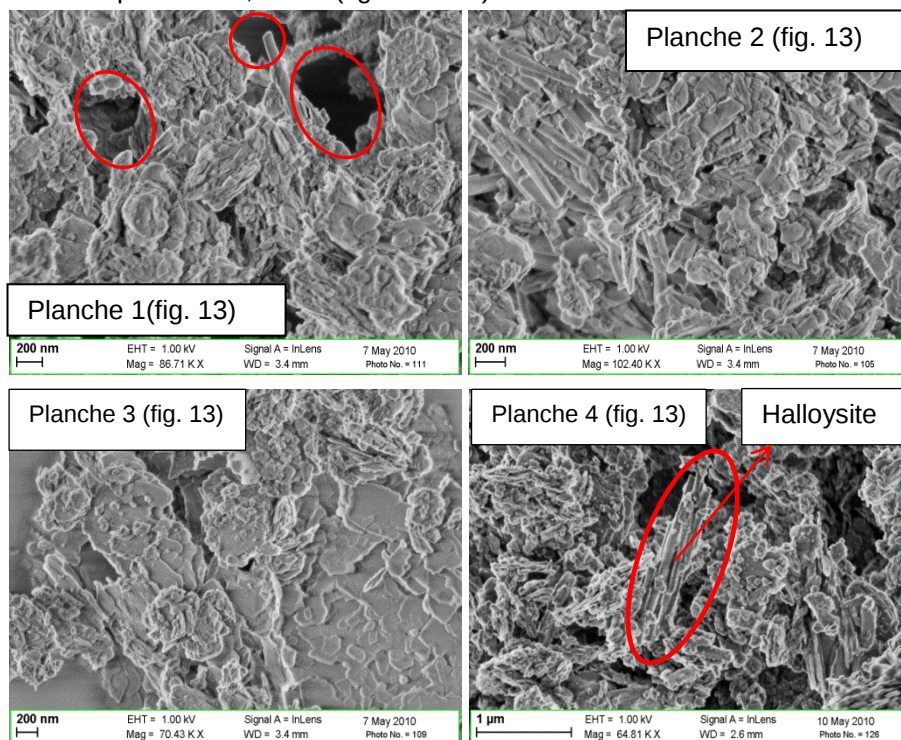
une très faible dispersion des grains dans les échantillons des latérites brutes étudiées, démontrant une agglomération des grains dans la matrice latéritique et traduisant des contacts dûs aux liants entre les grains d'oxydes et d'hydroxydes de fer et d'aluminium avec les minéraux argileux (figure IV-13 ci-dessous);

– *les espaces intergranulaires:*

ils sont plus ou moins comblés par la matrice des particules fines et les ultrafines (figure IV-13 planches 5 et 6 ci-dessous). Ceci pourrait être fonction du pourcentage des argiles et du degré d'hydratation (densité tridimensionnelle des phases hydratées);

– *l'aspect de la matrice:*

l'aspect dense de la matrice est directement relié à l'agglomération des grains à l'aide des liants. Sur la planche 1 de la figure IV-13 de l'imagerie de la MBE du sol brut, on y observe de pores inter agrégats et une agrégation des particules des latérites avec quelques macropores encerclés; les planches 2 et 4 de la même figure mettent en exergue une structure typique de l'halloysite (celle-ci se présente naturellement sous forme de petits cylindres d'un diamètre de 10 à 150 nm avec une longueur comprise entre 0,5 et 10 microns [118]); sur la planche 6 (figure IV-13) on observe la structure de la calcite et de la kaolinite respectivement sur les planches 3, 5 et 6 (figure IV-13).



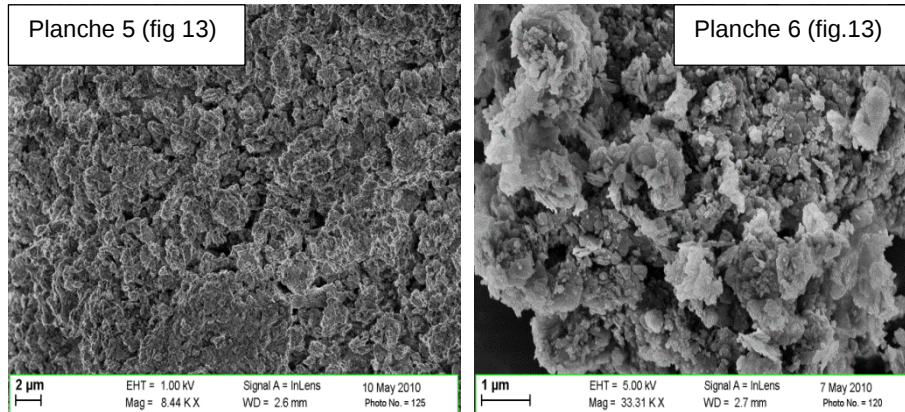


Figure IV-13: Images MEB de la latérite de Kakanda

L'observation au Microscope Electronique à Balayage (MEB) a permis aussi d'observer la présence d'agglomérats composés de particules plus fines. Elle confirme aussi la présence de la kaolinite et révèle celle de l'halloysite (Figure IV-13 planches 6, 2 et 4 respectivement).

Sur la figure IV-14, la microanalyse X (EDX) dans la zone encadrée révèle l'abondance de Si, Al et Fe dans la latérite. Les pics du spectre de la figure IV-14 correspondent aux (rais k) de Si, Al, Fe, Ti, Mg et K mais les rais k de l'Or et du Palladium ne justifient pas la présence de ces éléments dans la latérite, mais plutôt celle de l'Or-Palladium utilisé lors de la préparation des échantillons.

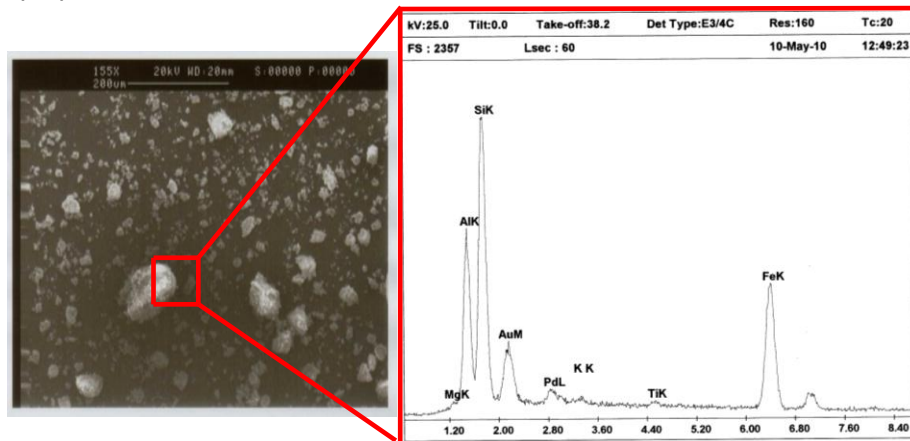


Figure IV-14: Images MEB couplée d'analyse minérale - Spectre (Rais k) de la latérite de Kakanda

Sur la figure IV-15, l'imagerie au MEB réalisée sur la fraction sableuse de la latérite de Kipushi montre distinctement les particules de quartz (planche 1) déjà mentionnées par la DRX. On y observe aussi des pores

intra-élémentaires (planche 2). En l'absence de la fraction fine (argile et limon) assurant la cimentation, les grains apparaissent sans liaison et sans agglomérats.

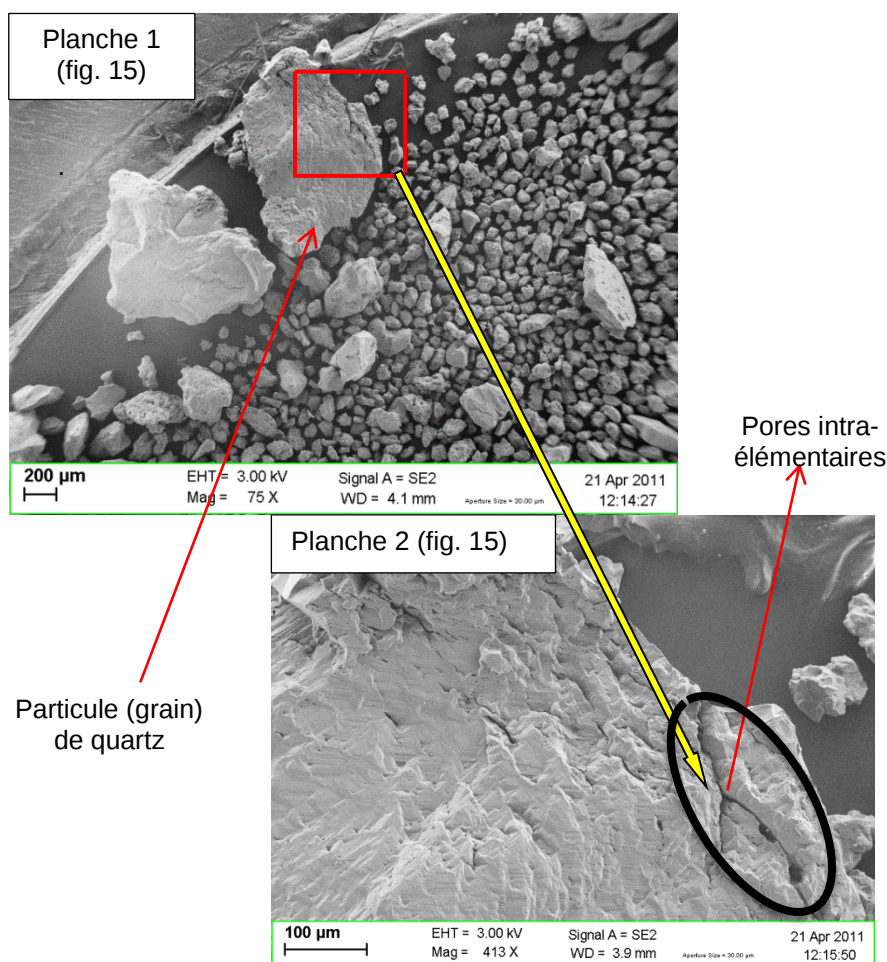


Figure IV-15: Images MEB à faible (planche 1) et fort (planche 2) grossissement de la fraction sableuse de la latérite de Kipushi

Sur la planche 2 de la figure IV-16, une analyse chimique a été associée via la microanalyse X (EDX). Celle-ci a permis une analyse élémentaire, par détection des raies caractéristiques X des éléments en présence. Ces analyses ponctuelles qualitatives et non quantitatives aux points marqués par des étoiles, 1, 2 et 3 sur la planche 2-16, grâce à la technique EDS, permettent de déterminer la composition chimique matérialisée par les pics observés sur les spectres correspondant au marquage. Nous y décelons les Fe, Al, Si, C et O. Tous ces éléments sont ensuite analysés quantitativement dans la caractérisation chimique.

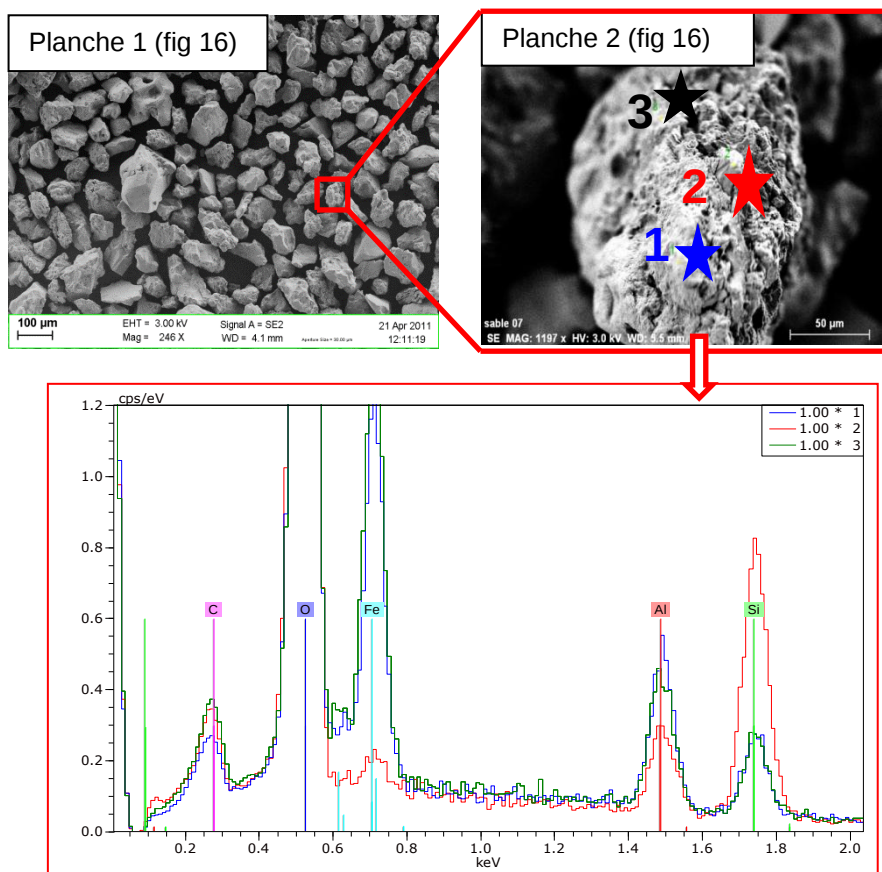


Figure IV-16: Images MEB à faible (planche 1) et fort (planche 2) grossissement de la fraction sableuse de la latérite de Kipushi couplée à l'analyse chimique qualitative EDX

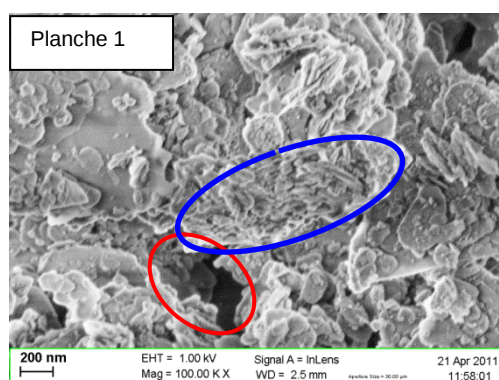


Figure IV-17: Images MEB à faible grossissement de la latérite brute de Kipushi

L'image MEB de la figure IV-17 ci-dessus présente la microstructure de la latérite brute de Kipushi où les agrégats de plaquettes sont dominants (planche 1), on y observe l'assemblage des plaquettes en agrégats (encerclé en bleu) et les vides: pores inter-agrégat et intra-agrégat (encerclé en rouge). On voit aussi que les particules ne sont plus dissociées (planches1).

L'échantillon déferrié (Fig. IV-18-a-planches 1 ci-dessous) montre des amas de lamelles 'froissées', qui rappellent par leur contraste un faciès fréquent des plaquettes ou feuilletés d'argile. Par contre, l'échantillon non déferrié (Fig. IV-18-b-planches 2) montre des amas plutôt glomérulaires qui témoignent de la présence des oxydes de fer.

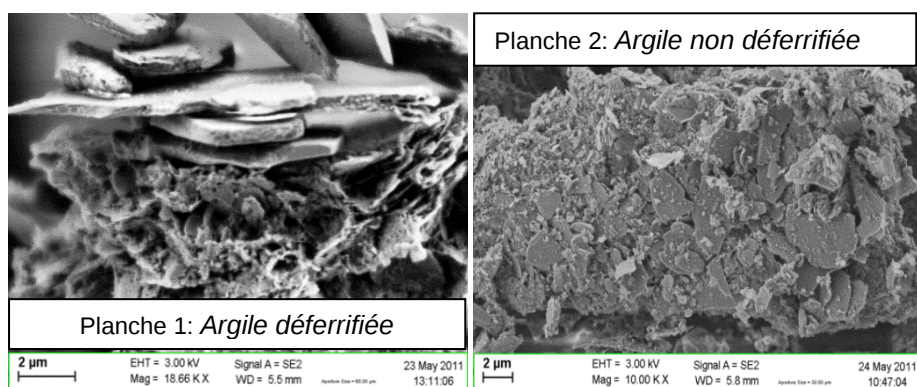


Figure IV-18: Images MEB de la fraction argileuse de la latérite de Kipushi

L'analyse chimique qualitative sélective aux points noir (planche 1, figure IV-19) et bleu (planche 2, figure IV-19) et générale (cadre en rouge) a été associée à la MEB de la fraction argileuse déferriée et non déferriée.

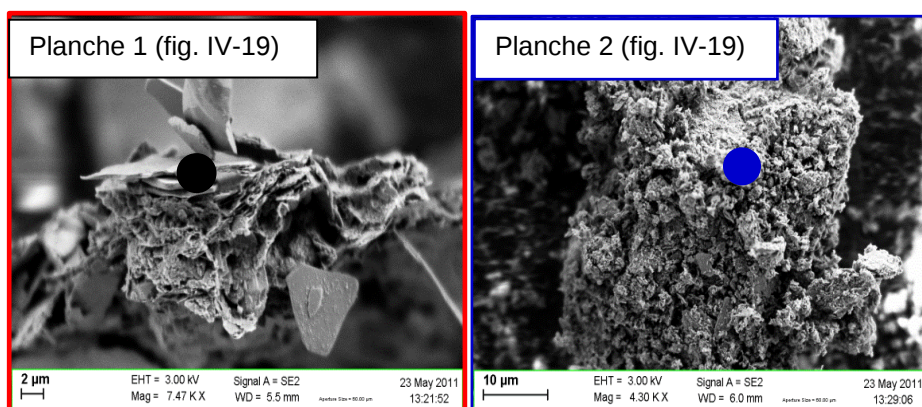


Figure IV-19: Images MEB de deux fractions argileuses déferriée (à gauche) et non déferriée (à droite) de la latérite de Kipushi

Les spectres d'analyse chimique qualitative ponctuelle aux points noir et rouge de la figure IV-19, associés à la MEB reportés à la figure IV-20 indiquent de fortes proportions de silicium au repère noir dans l'échantillon déferrié, d'aluminium et de fer au point bleu de l'argile non déferrié. Les raies plus marquées de l'Oxygène laissent à penser que ces éléments sont sous forme d'oxydes.

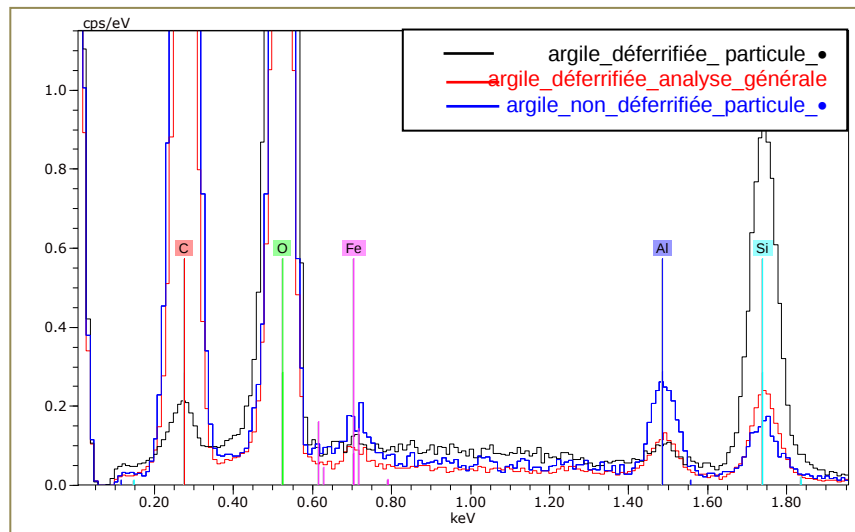


Figure IV-20: Spectres d'analyse chimique qualitative associés à la figure. IV-19

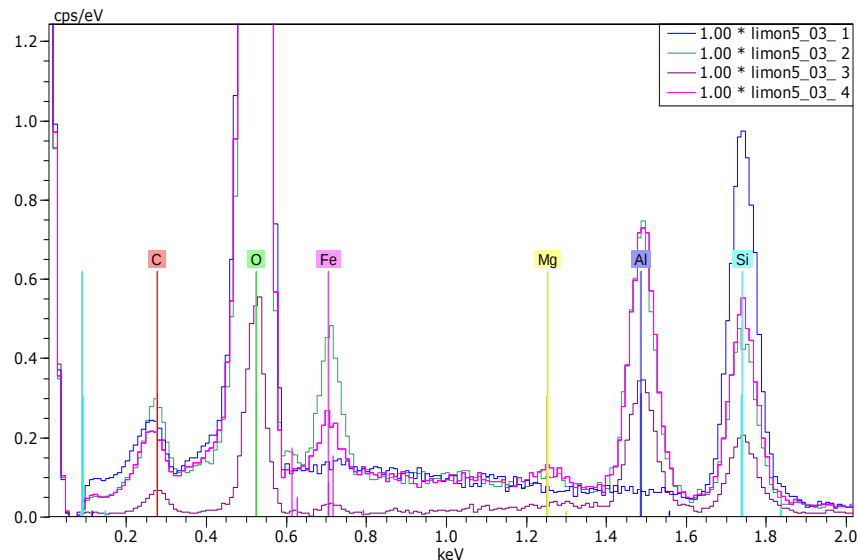


Figure IV-21: Spectres d'analyse chimique qualitative sur la fraction limoneuse fine de la latérite de Kipushi

Sur la figure IV-21 ci-dessous, nous présentons les spectres d'analyse chimique qualitative, des fractions limoneuses fine et grossière de la latérite de Kipushi (pour lesquelles les images MBE sont en annexe VI), on y remarque plus de silicium et d'aluminium que de fer.

Les compositions du matériau brut et de la fraction inférieure à 2 μm sont très voisines, car on y remarque, mis à part l'oxygène, les raies du silicium très intenses suivies de celles de l'aluminium. Il y a donc plus de silice et d'alumine.

La **kaolinite** est formée d'un empilement alterné de feuillets de silice et d'alumine où chaque paire de feuillets représente un espace basal (épaisseur) d'environ 7,2 Å. L'empilement de ces feuillets forme des ensembles assez compacts, relativement bien équilibrés électriquement. La kaolinite est la variété d'argile la plus abondante dans la nature. Elle résulte généralement de l'altération des schistes. Les kaolinites sont stables parce que l'eau ne pénètre pas entre les feuillets de la particule. Cela explique aussi son relativement faible gonflement/retrait hydraulique. La résistance au cisaillement est relativement meilleure que pour d'autres minéraux argileux. L'**halloysite** appartient à la famille des kaolinites dont elle est une forme hydratée dans laquelle chaque paire de feuillets silice/alumine est liée à la suivante par une couche de molécules d'eau. Le module représente une épaisseur de 10 Å pour la formée hydratée (Halloysite $4\text{H}_2\text{O}$), cet espace basal est de 7,2 Å pour la forme anhydre (Halloysite $2\text{H}_2\text{O}$). A l'état humide, l'halloysite peut fluer ou s'écouler, ce qui la fait considérer comme instable et peu intéressante comme matériau de fondation ou de remblai. L'halloysite peut être déshydratée de manière irréversible par séchage, ce qui en modifie définitivement le comportement mécanique.

IV.3.3. CARACTERISATION CHIMIQUE

IV.3.3.1. Composition chimique

IV.3.3.1.1. Analyse chimique du sol

Les sols contiennent fréquemment des matières organiques (dites aussi humus ou matières humiques), ainsi que des matières calcaires. La présence de ces éléments influe considérablement sur le comportement du matériau et il est nécessaire de les détecter. Les sols à haute teneur en matières humiques sont composés principalement de matières végétales et sont très compressibles, d'où sources de tassements importants. Par ailleurs les matières organiques sont sujettes à la décomposition et, à ce titre, également sources d'ennuis.

Les attaques à l'eau oxygénée selon la procédure NBN 589-207 et à l'acide chlorhydrique suivant la norme NBN 589-209 ont permis de déterminer la teneur en matières organiques et en chaux (carbonates et matières calcareuses solubles dans le HCl) respectivement.

IV.3.3.1.2. Chimie totale

La composition chimique de la latérite a été déterminée au Laboratoire du pôle ACME de l'UCL par spectrométrie atomique ICP - AES. Pour cette caractérisation, les échantillons des sols ont été émiettés, séchés à l'air libre et écrétés au tamis de 2mm. Nous avons réalisé une analyse chimique totale par fusion au métaborate et tétraborate de Lithium suivie d'une mise en solution et une analyse des éléments par spectrométrie d'émission atomique ICP AES (Inductively Coupled Plasma Absorption Emission Spectral), modèle ICAP 2500. Le pH et la CE des sols ont été mesurés d'abord dans de l'eau et ensuite dans du chlorure de potassium.

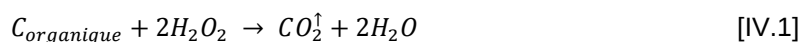
L'acidité totale ainsi que la capacité d'échange cationique ont été déterminées selon les méthodes proposées par Bremer (Methods of Soil Analysis) [95], percolation, distillation et titrage à l'acide sulfurique pour les échantillons basiques et à l'acide chlorhydrique pour ceux acides.

Pour l'analyse texturale, la séparation des sables, limons et argiles s'est faite par la méthode aux résines sodiques pour les sols acides (latérites de Kakanda et de Kipushi) et à l'hexamétaphosphate de sodium pour les sols basiques (boue de Kakanda) après décarbonatation par attaque au peroxyde d'hydrogène au bain-marie. Pour décolmater les particules de limons et d'argile de grains de sable, le passage à la sonde a été réalisé suivi d'un lavage au tamis de 50 µm. Les limons, quant à eux, ont été séparés des argiles par "siphonnages" successifs. Le fer a été éliminé d'abord par la méthode à l'acide oxalique de Blakemore, ensuite par la méthode d'extraction DCB (Dithionite-Citrate Buffered) de Mehra et Jackson. La densité ainsi que les éléments chimiques contenus dans les effluents liquides ont aussi été déterminés.

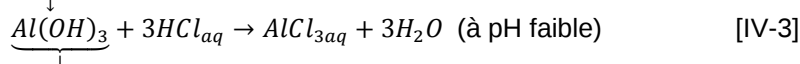
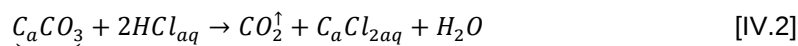
IV.3.3.2. Résultats et interprétations

IV.3.3.2.1 Matières organiques et éléments solubles.

Les particules minérales élémentaires des sols ne sont généralement pas indépendantes; elles sont agrégées en unités structurales sous l'effet de liants organiques ou minéraux. La destruction de liants (ciment) organiques par traitement à l'eau oxygénée se fait suivant ces équations:



Et pour de liants minéraux qui sont en majeure partie constitués de $CaCO_3$ et/ou d'oxydes de fer, d'aluminium, etc..., une forte acidification du milieu (HCl) est susceptible de les solubiliser suivant ce schéma:



Le tableau IV.11 ci - dessous résume les teneurs en matières organiques et en carbonates pour les différents échantillons.

Tableau IV-11: *Composition en matières humiques et en éléments solubles des échantillons*

Echantillon	28334/1	28334/3	28865/1
Teneur en matières organiques M.O [%]	0,17	0,85	1,15
Teneur en chaux / carbonates CaO/CO_3 et autres éléments solubles [%]	18,025	18,71	10,34

Au regard des résultats du tableau IV-11 ci-dessus et tenant compte de la désignation géotechnique en fonction de la teneur en matières organiques: 0 – 3% sol inorganique; 3 - 10 % sol faiblement organique (vase); 10 - 30 % sol moyennement organique (sol tourbeux) et > 30 % sol très organique (tourbe), tous les échantillons sont pauvres en matières organiques mais contiennent une proportion non moindre en carbonates et autres matières solubles dans HCl et H_2O_2 (environ 18%). Il s'avère que ces réactifs utilisés attaquent également d'autres composés de la fraction fine tels que les oxydes de fer. En effet, la disparition de la couleur rougeâtre initiale des échantillons de sol, caractéristique des sols ferralitiques, après l'attaque par ces différents réactifs (H_2O_2 et HCl), témoigne de l'élimination des oxydes de fer présents. Ces teneurs en $CaCO_3$ et autres matières solubles sont assez inhabituelles, comparées aux constituants des latérites énumérés au premier chapitre.

Les matières organiques sont très compressibles et sujettes à la décomposition. Une teneur trop élevée peut provoquer d'importants tassements. De plus, ce type de sol est sujet à la rétention d'eau. Cela signifie qu'un degré de saturation élevé est maintenu pendant une période de temps plus longue. Cette augmentation prolongée du poids volumique provoquerait un fluage plus important. Tous nos échantillons des latérites comme de boue correspondent à un sol inorganique

Le carbonate de calcium est considéré comme presque insoluble dans l'eau. Néanmoins, en présence d'un milieu acide (comme dans le cas des eaux du bassin de Kipushi), la molécule se dissout pour former un cation Ca^{+2} , très réactif. Une réaction ionique complexe s'effectue alors avec

les minéraux de l'argile, résultant en un échange de calcium avec d'autres cations de la structure de l'argile. Cet effet diminue la plasticité et le changement de volume lié à la variation d'humidité. Une autre réaction peut être provoquée, impliquant des minéraux de quartz de la taille du limon fin. Les produits augmentent alors la résistance au cisaillement du sol [119]. Les conséquences de la teneur élevée en carbonate de calcium sont positives. La chaux (Ca(OH)_2 et CaO) est, d'ailleurs, un produit couramment utilisé pour améliorer les propriétés des sols.

IV.3.3.2.2 Chimie totale.

Les résultats de l'analyse chimique totale, rapportés au tableau IV-12 ci-dessous sont en parfaite concordance avec les observations faites au microscope électronique à balayage couplé à l'analyse EDAX. On observe des teneurs élevées en silice et en alumine dans tous les échantillons (tableau IV-12), mais la latérite de Kakanda contient aussi de fortes teneurs en Fe_2O_3 . Le rapport $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ est de 3,45 et 4,25 respectivement pour la latérite de Kakanda et de Kipushi. Ces rapports sont tout de même plus élevés que ceux des latérites de Van Bembelen (1904), Harrassowitz (1926), Martin et Doyné (1927), pour qui ce rapport doit être inférieur à 1,33 (le fer n'étant pas un élément essentiel du milieu latéritique). Verdeyen, Roisin et Nuyens (1971) proposent 1,77 (cfr. Tableau I.1). Cependant les rapports $\text{SiO}_2/(\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$ qui valent 1,78 et 2,72 pour Kakanda et Kipushi respectivement sont, quant à eux, proches de 2 comme dans les latérites dérivant de roches riches en quartz rapportées par Verdeyen & al., (1971) [10]. Contrairement à Van Bembelen (1904), Harrassowitz (1926), Martin et Doyné (1927), le fer est bel et bien un élément essentiel du milieu latéritique, ce qui est confirmé ici par sa proportion non moindre dans les échantillons.

Tableau IV-12: Oxydes contenus dans les échantillons

	SiO_2 %	TiO_2 %	Al_2O_3 %	Fe_2O_3 %	MgO %	MnO %	CaO %	K_2O %	Na_2O %	PF* %	Total %
Boue	62,04	0,65	15,14	3,02	6,93	0,08	0,07	3,37	0,33	-	91,99
Later. KDA	56,27	1,10	16,31	15,29	0,38	0,02	0,08	1,15	0,29	8,83	99,72
Later. KSHI	66,34	1,06	15,62	8,78	0,53	0,01	0,06	1,82	0,59	5,01	99,82

* PF = Perte au Feu (LOI: Loss On Ignition)

IV.3.3.2.3. Composition minéralogique des échantillons des latérites

En se basant sur les formules chimiques des minéraux secondaires néoformés des latérites présentées dans le tableau I-2, les résultats des analyses chimiques élémentaires (chimie totale, DCB) et minéralogiques (DRX, MEB), nous avons pu déterminer par calcul les quantités

approximatives des minéraux majeurs contenus dans nos sols moyennant les constats suivants:

- le fer se trouve partagé entre l'hématite et la goëthite. Néanmoins, l'observation des pics des spectres (cfr. Annexe I) obtenus sur les sols bruts ferait penser à une plus grande quantité de goëthite que d'hématite;
- l'aluminium est contenu dans la kaolinite, l'illite, et la muscovite;
- la silice est partagée entre la kaolinite et le quartz (silice libre);
- la teneur en potassium obtenue par chimie totale indique principalement la présence de l'illite en termes de quantités dans les sols. En effet, puisque les teneurs en feldspaths potassiques sont négligeables suite au lessivage lors de l'altération de la roche mère, le potassium (K) peut bien renseigner sur la proportion d'illite dans le sol (Robert et al. 1988) [120]. Le potassium se trouve partagé entre l'illite et la muscovite.

En effet, associés à l'identification des minéraux faite par diffraction des rayons X, les résultats de l'analyse chimique des minéraux des sols permettent une quantification précise comparativement à l'estimation faite à partir des résultats de diffraction des rayons X. l'approche consiste à considérer le bilan de masse entre les compositions chimiques mesurées des échantillons étudiés (minéraux de référence, sols) et les compositions chimiques classiquement considérées des minéraux monophasiques (tableau I-2), en principe, de même nature que ceux identifiés par la diffraction des rayons X dans les échantillons analysés.

La composition minéralogique des échantillons a été estimée à partir de leur composition chimique déterminée (Tableau IV-12) en considérant la composition idéale de chacun des minéraux et en utilisant la méthode développée par Njopwouo, Yvon et al. [121]. Cette méthode consiste à écrire pour chaque élément (a) la relation ([IV-4]):

$$T(a) = \sum_{i=1}^n M_i \cdot P_i(a) \quad [IV4]$$

avec :

- $T(a)$ = % massique de l'oxyde de l'élément chimique a dans l'échantillon ;
- M_i = % massique en minéral i dans le matériau étudié ;
- $P_i(a)$ = proportion massique de l'oxyde de l'élément a dans le minéral i déduite de la formule idéale attribuée à ce minéral i .

Les calculs de compositions minéralogiques faits dans un tableur Excel ainsi que la démarche sont présentés en Annexe V. Les compositions élémentaires déterminées par l'analyse chimique totale et les formules classiques des minéraux ont été interprétées en termes des contributions de perte au feu et des oxydes élémentaires. Pour chaque minéral, un élément chimique a été indiqué comme l'élément «de contrôle». C'est cet élément

qui caractérise le minéral et qui limite la quantité calculée pour ce minéral. Quand il n'y a pas plus d'élément de contrôle, il n'y a pas non plus de minéral associé.

Le Tableau IV-13 présente la composition minéralogique (en % massique) des échantillons de latérite estimée par combinaison des résultats de DRX et d'analyse chimique (sur base de la composition idéale de chaque minéral).

Tableau IV-13: *Composition minéralogique des échantillons de latérite*

	Kakanda	Kipushi
Quartz [%]	32,90	45,70
Kaolinite et Halloysite [%]	34,87	19,77
Illite [%]	11,64	16,24
Muscovite ou feldspath	2,23	4,93
Hématite [%]	-	8,78
Gœthite [%]	17,02	-
Corindon [%]	-	3,02
Anatase [%]	1,10	1,06
Calcite [%]	0,18	0,14
Pyrolusite [%]	0,02	0,01
Total	99,96	99,65

L'utilisation de différentes hypothèses de calculs a permis d'estimer la composition minéralogique des échantillons de latérite à partir des résultats d'analyse chimique par ICP-AES et de diffraction des rayons X. Il ressort que la latérite de Kipushi est beaucoup plus frottante que celle de Kakanda, car la teneur en quartz y est élevée environ 46 %, alors qu'elle est moins cohérente par rapport à celle de Kakanda qui contient plus d'argile (kaolinite et halloysite $\pm 34,87$ %, illite et muscovite $\pm 13,87$ %). L'analyse texturale réalisée sur la fraction écrêtée au tamis de 2 mm dans la caractérisation géotechnique nous a donné $\pm 71,73$ % d'argile granulométrique dans le sol de Kakanda contre environ 48,74 % d'argile minéralogique, ce qui laisse à penser qu'une quantité de quartz et de Gœthite fins ± 23 % est passée dans la fraction fine. Quant à la latérite de Kipushi, nous avons obtenu environ 41,18 % d'argile granulométrique contre 40,94 % d'argile minéralogique (kaolinite $\pm 19,77$ %, illite et muscovite $\pm 21,17$ %).

Le tableau IV-14 ainsi que l'histogramme y afférent de la figure IV-22 présentent les teneurs en métaux lourds dans les échantillons.

Tableau IV-14: Métaux non ferreux contenus dans les échantillons

	Minéralisation HNO ₃ HF HClO ₄ reprise résidu eau régale							
	As mg/kg	Cd mg/kg	Co mg/kg	Cr mg/kg	Cu mg/kg	Ni mg/kg	Pb mg/kg	Zn mg/kg
Lat. KDA	13,5	<0,2	23	84	84	20	16	71
Lat. KSHI	15	<0,2	19	70	69	18	17	73

La présence des teneurs élevées en cuivre et en cobalt dans la boue de Kakanda (figure IV-22) reflète l'évidence même, cette boue provient de la décantation d'une pulpe qui émane d'un concentrateur traitant des minerais cupro-cobaltifères. Par manque de normes qui fixent les seuils de teneurs en métaux lourds dans le sol du point de vu géotechnique, il est difficile de corroborer si certains éléments y sont excessifs par rapport aux limites légales

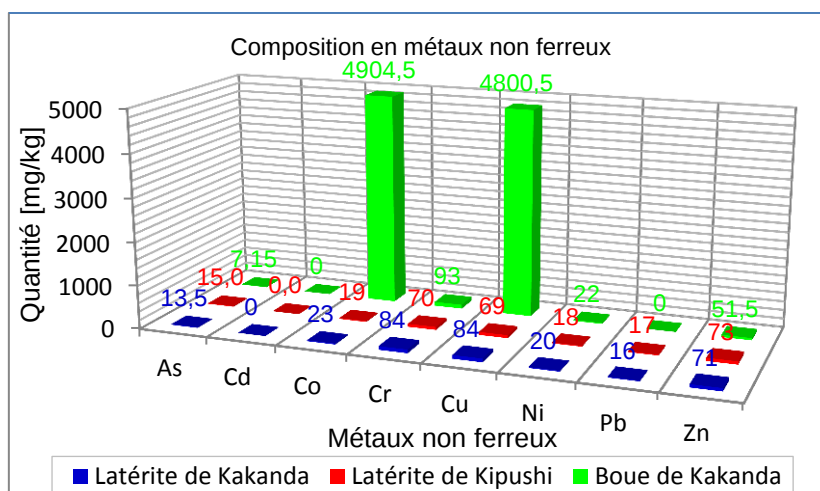


Figure IV-22: Métaux non ferreux contenus dans les échantillons

IV.3.3.2.4. La capacité d'échange cationique (CEC)

Elle représente la quantité de cations que les particules du sol peuvent retenir à leur surface par attraction électrostatique. Sous l'action de charges inhérentes dans les cristaux des particules, les cations échangeables peuvent être remplacés par des cations provenant d'une solution environnante en contact avec la particule.

Les minéraux phylliteux (argileux) présentent des propriétés colloïdales et des charges négatives; c'est pourquoi le complexe argilo-humique a la propriété de retenir des cations provenant de la solution du sol. Mais ces derniers ne sont que momentanément fixés et demeurent échangeables. La CEC externe dépend du nombre de sites de fixation des cations sur la surface externe. Aux bordures d'un feuillet, les valences du silicium et de l'oxygène en couche tétraédrique d'une part, de l'aluminium et de l'oxygène en couche octaédrique d'autre part, ne sont pas saturées. Pour compenser ces valences, les molécules d'eau s'y introduisent et il y a apparition des groupes silanol (Si-OH) ou aluminol (Al-OH). Ces groupements fonctionnels peuvent, en fonction du pH, capter ou libérer les protons. Ces derniers peuvent être échangés avec d'autres cations. Le nombre et la nature des charges des bordures de feuillet seront directement liés au pH. Ce sont les substitutions de certains cations du réseau cristallin par d'autres de valence inférieure qui sont à la base de la CEC. Elle s'exprime en centimole par kg, se qui se traduit dans les unités internationales en milliéquivalent pour 100 g de produit (méq/100 g).

La CEC permet de se faire une idée globale de la nature des minéraux argileux. Les résultats de nos analyses consignés dans le tableau IV-15 ci-dessous témoignent bien de l'absence des argiles gonflantes dans nos deux latérites.

Tableau IV-15: *Cations échangeables et Capacité d'Echange Cationique*

Echantillon		28334/1	28334/2	28334/3	28865/1
Ca	[mg/kg]	165,4	166,15	243,95	51,55
K	[mg/kg]	241	211,9	54,25	56,48
Mg	[mg/kg]	86,2	52,4	89,05	35,44
Na	[mg/kg]	269,75	284,4	11,84	6,34
Ca	[ECEC]	3,32	3,04	2,14	2,01
CEC	[méq/100g]	2,53	1,53	8,75	6
Ca/Mg		1,92	3,17	2,74	1,46
C	[%]	0,54	0,21	0,18	-
N	[%]	0,02	0,03	0,03	-
C/N		27	7	6	-
Perte au feu	105°C	0,25	0,14	1,12	-
	950°C	5,73	4,72	8,83	5,01

Selon le Référentiel Pédologique [122], un sol à complexe d'échange est qualifié de:

calciue	si: $\text{Ca}^{++}/\text{Mg}^{++} > 5$
calci-magnésique	si: $\text{Ca}^{++}/\text{Mg}^{++}$ est compris entre 5 et 2
magnésique	si: $\text{Ca}^{++}/\text{Mg}^{++}$ est compris entre 2 et 1/3
hypermagnésique	si: $\text{Ca}^{++}/\text{Mg}^{++} < 1/3$.

La boue du bassin de Kakanda est donc calci-magnésique de même que la latérite de Kakanda, alors que le sol latéritique de Kipushi est magnésique.

Le tableau IV-16 ci-dessous donne les plages de la CEC des minéraux argileux, en méq/100 g (d'après Dejou et al.) [122]

Tableau IV-16: CEC des minéraux argileux (d'après Dejou et al.) [122]

Minéraux argileux	CEC [méq/100 g]
Kaolinites	3 à 15
Smectites	80 à 150
Illites	10 à 40
Vermiculites	100 à 150
Chlorites	10 à 40
Attapulgite, palygorskite	3 à 15

La CEC pour les deux échantillons étant comprise entre 3 et 15 méq/100 g ce qui confirme la présence des argiles non gonflantes de type 1/1, la kaolinite déjà mise en évidence par la DRX.

IV.3.3.2.4. Potentiel hydrogène (pH)

L'acidité ou l'alcalinité (basicité) d'un sol sont mises en exergue par les valeurs de mesures du pH dans l'eau (H₂O, ultra pure) et dans le chlorure de calcium (CaCl₂) ou de potassium (KCl₂). Pour nos sols, les pH obtenus sont basiques pour la boue de Kakanda et acide pour les sols latéritiques, on obtient un pH plus acide dans le KCl₂ que dans l'H₂O, le tableau IV-17 ci-dessous reprend les valeurs moyennes de nos mesures. Le pH mesuré dans l'H₂O correspond en fait à un rééquilibrage des ions H⁺ dissociés entre la phase solide et la phase liquide. Par contre, le pH mesuré dans le KCl₂ est contrôlé par le déplacement de «l'acidité échangeable» (H⁺, Al) par le cation du sel ajouté (en l'occurrence le potassium). L'hydrolyse de Al accroît subséquemment l'activité de H⁺ en solution d'où le pH plus acide enregistré avec K.

Tableau IV-17 : pH et Conductivité Electrique des échantillons des sols (CE)

N° Echantillon	pH		t	Nombre	Conductivité Electrique
	H ₂ O	KCl	[°C]	mesure	(CE) [uS/cm]
28334/1	8,72		21,2	8	300
28334/2	8,72		21,0	7	320
28334/3	5,15	4,22	21,2	17	24,6 (H ₂ O), 90,4 (KCl)
28865/1	4,76	4,04	20,5	21	42,9 (H ₂ O), 88,1 (KCl)

La nature acide de sol est principalement due à deux raisons. D'abord, de faibles teneurs en carbonates ou en chaux (CaO), et deuxièmement, la décomposition de matière organique qui mène à la formation d'acides organique et inorganique (ex acide carbonique H_2CO_3) qui rend le sol acide. La mesure de la conductivité électrique permet d'évaluer approximativement la minéralisation globale de l'eau

Selon le référentiel pédologique des horizons des sols [122], la latérite de Kakanda, avec un pH (dans l'eau) compris entre 5,0 et 6,5 est qualifiée de «peu acide» alors que celle de Kipushi avec un pH (dans l'eau) compris entre 4,2 et 5,0 est qualifiée d'acide. Ces valeurs de pH trouvées pour les échantillons des latérites de Kakanda et de Kipushi sont dans des gammes de valeurs trouvées par d'autres chercheurs, Sunil B.M., Shrihari S., Sitaram N., (2009) [123] pour les latérites du Sud-Ouest de l'Inde ; Millogo Y., Traore K., Ouedraogo R., Kabore K., Blanchart Ph., Thomassin J-H., (2008) pour des graves latéritiques de Sapouy (Burkina Faso) [124].

Les effluents liquides utilisés proviennent des bassins de rétention des digues de Kakanda et de Kipushi. Ils ont un pH faiblement basique se situant entre 7,5 et 8,7 pour Kakanda et faiblement acide pour Kipushi avec des valeurs comprises entre 5,9 et 6,5. [122]. Ces effluents liquides ont été échantillonnés dans les différents bassins de rétention dans l'intervalle de 3 ans sur différentes périodes de l'année. La figure IV-23 présente les variations de pH durant ces trois ans.

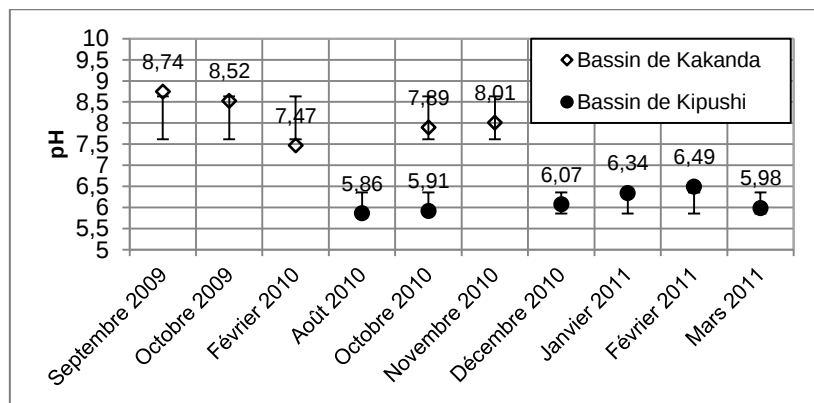


Figure IV-23: Variation de pH au fil du temps

Les tableaux IV-18 et IV-19 présentent les caractéristiques et la composition chimiques des effluents liquides utilisés dans cette étude. Le dosage des éléments chimiques a été fait par spectrométrie d'émission atomique ICP AES. Les effluents liquides ont été prélevés en 2009, 2010 et 2011 durant des périodes différentes. Les valeurs des mesures présentées dans les tableaux IV-18 et IV-19 sont des moyennes sur une trentaine de mesures faites pour le pH et une dizaine pour la composition chimique.

Tableau IV-18 : Composition chimiques des effluents liquides

Echantillons	28334/6 Kakanda	28865/2 Kipushi
Eléments	[ppm]	[ppm]
Al	3	200
Ca	11,9	328
K	68	22
Mg	58	1058
Mn	0,313	130
Na	274	405
P	2,4	1,6
S	290	2693
Fe	65,4	70
As	0,007	15
Cd	<0,001	14
Co	6,874	81
Cr	0,157	0,14
Cu	5,9	350
Ni	0,030	1
Pb	0,016	<0,005
Zn	0,089	35
Nombre mesures	8	11

Tableau IV-19 : pH, conductivité électrique et densité des effluents liquides

Echantillon	pH Effluents liquides	Tempé- rature [°C]	CE [μS/cm]	Masse volumique. [g/cm ³]	densité particules solides [g/ml]	Nombre de mesure
Kakanda (28334/6)	8,1	20,5	1335	0,9992	0,0007465	30
Kipushi (28865/2)	5,9	20,9	327	1,0100	0,000370	35

Comme on peut le voir dans le tableau IV-18, les éléments chimiques qui polluent l'eau des bassins des digues ne sont tout de même pas en quantité faible, surtout dans l'effluent de Kipushi. Ces ions contenus dans les effluents liquides ont une influence sur les propriétés de la fraction argileuse de la latérite. La carence en charge des particules d'argiles peut être compensée et équilibrée par des échanges cationiques. La quantité de magnésium dans l'effluent de Kipushi n'est pas négligeable (1058 ppm) si bien que les cations Mg^{2+} peuvent par substitution isomorphique remplacer les ions Al^{3+} dans le réseau cristallin de l'argile de la latérite.

IV.3.3.2.5. Conclusion sur les caractérisations minéralogique et chimique

Des analyses minéralogiques utilisant la diffraction de rayons X ont montré que les sols latéritiques des digues de Kakanda et Kipushi sont composés essentiellement de kaolinite, d'hématite, d'illite et de quartz. Ces phases minérales sont d'habitude présentes dans les sols latéritiques [124]. Le diffractogramme de poudre de l'échantillon de Kipushi permet aussi la détection de la vermiculite qui est souvent rare dans les sols latéritiques.

Les analyses chimiques semi-quantitatives associées à la MEB via la microanalyse X (EDAX) ont permis de déterminer la composition chimique matérialisée par les pics observés sur les spectres d'analyse. Nous y décelons les Fe, Al, Si, C et O en proportion considérable. Les résultats de l'analyse chimique ont montré la présence de quantités importantes de SiO_2 (56,27 % pour Kakanda et 66,34 % pour Kipushi), associées à de quantités appréciables de Fe_2O_3 (15,29 % pour Kakanda ; 8,78 % pour Kipushi) et de Al_2O_3 (16,31 % pour Kakanda ; 15,62 % pour Kipushi).

Le quartz des composés d'aluminosilicates semble prédominer dans le sol de Kakanda, environ 49 % d'argile granulométrique (kaolinite et halloysite $\pm$ 34,87 %, illite et muscovite $\pm$ 13,87 %) contre 32 % de silice libre. La latérite de Kipushi est beaucoup plus frottante que celle de Kakanda car la teneur en quartz (silice libre) y est élevée environ 46 %. La faible quantité d'oxyde de calcium prouve que les minéraux calciques sont en faible proportion, ce qui prouve un pH acide.

Le rapport silice/sesquioxyde est de 1,78 et 2,72 dans les sols de Kakanda et de Kipushi respectivement. L'analyse de la microstructure du sol latéritique au microscope électronique à balayage a montré que les grains de quartz sont incorporés dans la matrice de kaolinite et des oxydes ferriques. Cette analyse a aussi mis en exergue la présence de l'halloysite dans l'échantillon de Kakanda.

Les valeurs trouvées pour le rapport silice/sesquioxyde se rapprochent de celles (moyenne de 2,51) rapportées par d'autres chercheurs pour les graves latéritiques de l'Afrique de l'Ouest : Umarany, David., Williams, (1997) [125], Millogo., Traore, Ouedraogo., Kabore, Blanchart., Thomassin, (2008) [124]. Quelques chercheurs (Joachim et Kandiah, 1941 ; Correia et al. 1969 ; Vargas, 1974) ont utilisé ce rapport pour définir le sol latéritique et ils ont suggéré que ce rapport doit être inférieur à 2. Cependant, cette approche a été critiquée par d'autres (Pendelton et Sharasuvana, 1946 ; Alexander et Cady, 1962 ; de Greffe-Johnson et al., 1972 ; Gidigas, 1976), qui ont soutenu que le rapport de silice-sesquioxyde était inadéquat pour évaluer correctement la nature et le degré de latérisation. Des études sur lames minces, Alexander et Candy

(1962) ont montré que la dureté d'un sol latéritique est contrôlée par l'arrangement d'oxyde de fer par rapport à d'autres minéraux. De Greffe-Johnson et al. (1972) ont déclaré que les graves latéritiques du Ghana avaient un rapport silice/sesquioxyde entre 2,5 et 6, en raison de la présence de quartz.

A la comparaison des minéraux détectés dans l'échantillon brut, il semble que les minéraux de fer sont en majeure partie dans la fraction de granulométrie plus grossière. Les espèces argileuses gonflantes telles les smectites sont absentes dans les matériaux étudiés. Ces derniers minéraux augmentent la plasticité de matériaux et ont des effets nuisibles sur leurs propriétés mécaniques, comme l'aurait aussi l'halloysite par rapport à la kaolinite.

Les proportions importantes de quartz et de Fe_2O_3 dans nos échantillon sont bien en relation avec les valeurs des poids spécifiques obtenus dans la caractérisation géotechnique (27,56 kN/m^3 pour le sol de Kakanda avec 56,27 % de SiO_2 et 15,29 % de Fe_2O_3 ; 26,81 kN/m^3 pour le sol de Kipushi avec 66,34 % de SiO_2 et 8,78 % de Fe_2O_3). La perte déterminée à l'ignition (perte au feu à 950°C) est de 8,83 % pour le sol latéritique de Kakanda et de 5,2 % pour celui de Kipushi. Ces valeurs faibles expriment bel et bien des faibles teneurs en matières organiques et en minéraux d'argile [124], [125], ce qui est en accord avec les indices de plasticité et les valeurs de bleu de méthylène enregistrés.

Ainsi pour les constructions des remblais en sol latéritique, les essais géotechniques et même mécaniques peuvent systématiquement être complétés par des analyses chimiques et minéralogiques pour la caractérisation des matériaux. Généralement, un critère important admis pour le choix d'une latérite dépend du rapport silice/sesquioxydes. La détermination de ce dernier rapport, qui est déduit de la composition chimique et/ou minéralogique de la matière première, est critiquée. Quelques auteurs ont considéré la silice totale pour leur calcul tandis que d'autres auteurs recommandent de prendre seulement en considération de la silice qui fournit principalement des aluminosilicates (les minéraux argileux). La silice libre (le quartz) est exclue dans l'évaluation de ce rapport. Selon ces derniers auteurs, le processus de latérisation est accompagné d'altération des roches mères avec l'élimination d'une quantité importante de silice et aussi par nucléation des oxydes et hydroxydes de fer et d'aluminium. En prenant en compte la silice totale, le ratio silice/sesquioxydes évalué tourne autour de 2,1 pour les auteurs susmentionnés, comme la moyenne de nos échantillons 2,3. Le rapport silice libre/alumine est de 2,02 pour Kakanda et de 2,93 pour Kipushi.

IV.3.4. CARACTERISATION MECANIQUE

Afin de pouvoir bien modéliser leur comportement hydromécanique, une première campagne d'essais œdométriques et triaxiaux a été réalisée pour caractériser mécaniquement les matériaux latéritiques compactés suivant les normes classiques.

L'aspect physique des grains solides, leur taille et leur agencement peuvent influencer les propriétés mécaniques du remblai. La forme des grains solides détermine la taille des pores et le réseau de connexion favorable au drainage de l'eau dans le remblai. Cette première série d'essais mécaniques est réalisée à la teneur en eau naturelle et à l'optimum Proctor normal. La deuxième campagne d'essais a concerné la perméabilité et les paramètres de consolidation des sols latéritiques compactés.

IV.3.4.1. Le compactage

Pour caractériser l'arrangement des particules les unes par rapport aux autres, lequel influe sur le comportement du matériau et chiffrer sa compacité, les essais Proctor ont été réalisés.

On distingue le Proctor Normal et le Proctor Modifié. Leur mode opératoire est identique mais l'énergie de compactage qui est imposée au sol est différente, le choix étant dicté par l'application souhaitée. S'il s'agit d'un sol destiné à un talus, un ouvrage en terre comme une digue ou des couches de forme, on utilise le Proctor Normal, par contre pour la constitution de couches de fondation d'une chaussée, c'est le Proctor Modifié qui s'avère le plus adéquat [126], [127]. L'essai Proctor Normal a été appliqué pour cette étude car, non seulement il nécessite moins de sol et moins d'énergie au compactage mais surtout parce que les sols faisant l'objet de cette recherche sont destinés au rehaussement des digues; la procédure utilisée est la norme NF P94-093. Toutefois, en plus des essais réalisés sur le matériau issu des corps des digues, le laboratoire des routes de l'Entreprise Générale Malta Forrest a effectué, en 2008, d'autres essais sur des latérites issues des carrières susmentionnées, lors du rehaussement de la digue de Kipushi dans le souci de contrôler la qualité de la latérite mise en œuvre. Ces sondages « S₃₋₁₀ » (effectués au Proctor modifié) servent, a priori, de repère pour quantifier le compactage réalisé sur le corps de la digue lors du rehaussement.

IV.3.4.1.1. Paramètres de compactage et portance

La densité apparente finale d'un sol compacté dépend de la nature de celui-ci, de la teneur en eau et de l'énergie de compactage. Le compactage permet de resserrer la texture du sol, de réduire ses déformations, d'améliorer sa portance et sa résistance.

L'essai Proctor permet, en effet, d'obtenir une densité sèche de référence, afin de connaître le degré de compactage de la couche de sol mise en place. On désire le meilleur compactage possible car il augmente la résistance au cisaillement et à l'érosion. [126] Pour un sol donné et pour un mode de compactage déterminé, il existe une seule teneur en eau correspondant à la densité maximale. S'il n'y a pas assez d'eau, la lubrification entre les grains n'est pas assurée. S'il y a trop d'eau, les grains solides glissent les uns sur les autres et ne peuvent plus se placer afin d'occuper une place minimale; de plus, l'eau prend la place des vides et absorbe une partie de l'énergie de compactage. Pour une couche de forme et pour les remblais, la teneur en eau optimale et la densité correspondante sont déterminées par l'essai Proctor Normal.

D'autre part, en géotechnique routière, les sols ou les éventuels matériaux d'apport sont la plupart du temps traités au liant ou à la chaux pour augmenter leurs performances mécaniques. L'action des traitements n'étant pas instantanée, il est nécessaire de s'assurer immédiatement après compactage que le sol présente une portance suffisante pour permettre la circulation des engins de chantier. Cette propriété est évaluée à l'aide de l'Indice Portant Immédiat (IPI) (GTS, 2000) [108].

IV.3.4.1.2. Résultats et interprétation

Les résultats des Proctor réalisés par EGMF sur les différents sondages dans les carrières sont repris sur la figure IV-24 et dans le tableau IV-20.

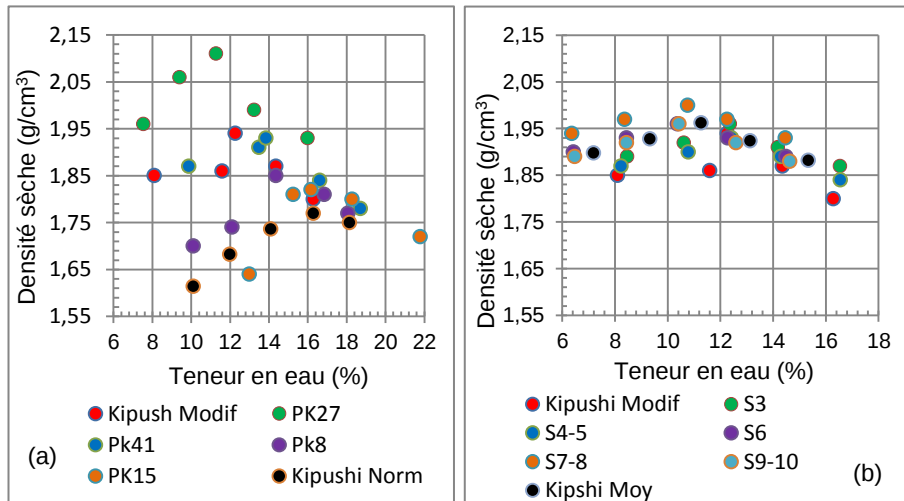


Figure IV-24 : Distribution des optimum Proctor Modifié dans les échantillons des carrières (a) et dans les sondages (b) (EGMF 2008)

Tableau IV-20 : Synthèse des optimum Proctor des carrières et des sondages

	Kipushi Normal	Kipushi Modifié	Pk8	Pk15	Pk27	Pk41
ω_{op} [%]	16,28	12,94	15,62	16,57	10,29	12,58
$\gamma_{d,op}$ [g/cm ³]	1,77	1,9	1,85	1,83	2,09	1,93
	S ₃	S ₄₋₅	S ₆	S ₇₋₈	S ₉₋₁₀	KSHI moy
ω_{opm} [%]	12,36	12,41	10,36	10,75	10,35	11,25
$\gamma_{d,opm}$ [g/cm ³]	1,96	1,93	1,96	2	1,96	1,962

On observe une dispersion des valeurs des optimum Proctor des échantillons des latérites issues des carrières différentes (figure IV-24-a), tandis que la figure IV-24-b montre une uniformité des valeurs des optimum Proctor des sondages, les points des courbes Proctor qui sont très proches les uns des autres. Nous considérons donc dans la suite des analyses les paramètres optimum du Proctor Normal, dont les résultats pour les latérites des digues de Kakanda et de Kipushi, repris sur les courbes Proctor de la figure IV-25 montrent des écarts non négligeables sur les deux latérites. En effet, la teneur en eau optimale de la latérite de Kakanda supérieure à celle de Kipushi est bien évidente dans la mesure où elle contient plus d'argile, environ 31 % contre 19% pour Kipushi.

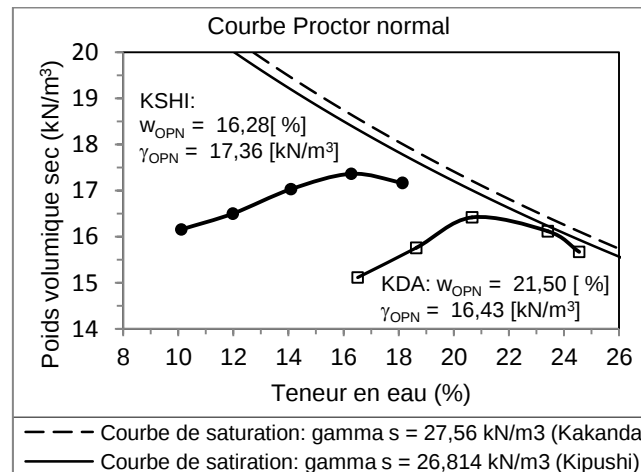


Figure IV-25 : Courbe Proctor normal des latérites des digues

Chaque couche mise en place dans une digue lors de la construction est compactée et ainsi écouée. Dans ce cas précis, l'objectif du compactage n'est pas la densification mais trouver la plage de teneurs en eau, de densités, de degrés de saturation et d'énergies qui optimisent l'amélioration

des propriétés mécaniques et hydrauliques sans générer des pressions interstitielles qui nuiraient à la stabilité.

IV.3.4.2. La compressibilité et perméabilité des latérites

Pour caractériser les latérites du point de vue compressibilité, des essais œdométriques classiques ont été réalisés. L'essai œdométrique permet de déterminer le comportement d'un sol soumis à une augmentation de contrainte verticale. D'après la *normalisation belge NBN CEN ISO/TS 17892-5* l'essai œdométrique a pour objet la détermination des propriétés de consolidation et de tassement des sols. Cet essai peut fournir la compressibilité et le taux de consolidation primaire du sol. Des estimations de la contrainte de préconsolidation, du coefficient de consolidation secondaire et des paramètres de gonflement sont également possibles.

IV.3.4.2.1. Confection des éprouvettes

Les éprouvettes pour cette première série d'essais ont été confectionnées avec les densités sèches et les teneurs en eau correspondant aux valeurs mesurées in situ, via le densitomètre à membrane et en laboratoire, via l'essai Proctor, le but étant de ressortir les paramètres de compressibilité entre un sol proche de la compacité maximale du Proctor et un autre reproduisant les conditions de terrain. La saturation était faite à l'eau déminéralisée du laboratoire. Les tableaux IV-21 et IV-22 reprennent toutes les données physiques des sols utilisées pour la confection des éprouvettes.

L'on se souviendra que la qualité des résultats expérimentaux dépend pour une grande part du mode de préparation des éprouvettes. A partir des teneurs en eau et des densités apparentes initiales mesurées lors des essais d'identification, il a été possible de reconstituer ces sols. Pour cela, une partie du prélèvement a été broyé grossièrement, puis séché à l'étuve. Au broyat sec de sol, une masse d'eau, permettant d'obtenir la teneur en eau au moment du prélèvement, a été ajoutée. Connaissant le volume de la cellule utilisée, une certaine masse de ce mélange a été prélevée et compactée statiquement afin d'obtenir la densité désirée.

Tableau IV-21 : *Caractéristiques initiales des éprouvettes pour Kakanda*

	Avec $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$			$\gamma_{\text{effluent kakanda}} = 9,81 \text{ kN/m}^3$			
	γ_d [kN/m ³]	ω [%]	γ_n [kN/m ³]	n [%]	e_0 [—]	ω_{sat} [%]	γ_s [kN/m ³]
Etat naturel	15,11	16,51	17,61	45,16	82,36	29,32	27,56
OPN	16,43	21,5	19,96	40,37	67,71	24,11	27,56

Tableau IV-22 : *Caractéristiques initiales des éprouvettes pour Kipushi*

	Avec $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$		$\gamma_{effluent \text{ kipushi}} = 9,91 \text{ kN/m}^3$				
	γ_d [kN/m ³]	ω [%]	γ_n [kN/m ³]	n [%]	e_0 [–]	ω_{sat} [%]	γ_s [kN/m ³]
OPM	18,64	12,94	21,05	30,49	43,86	16,05	26,81
In situ	15,40	11,56	17,18	42,57	74,12	27,12	26,81

IV.3.4.2.2. Programme expérimental

Le programme expérimental comprend une série d'essais de compression des éprouvettes reconstituées avec des états initiaux repris dans les tableaux IV-21 et IV-22 sur chemin œdométrique monotone à chargement par palier. Il s'agit des essais œdométriques de compressibilité et de consolidation œdométrique sous charge statique. Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essais ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur et la méthode d'interprétation des résultats d'essais s'inspire beaucoup des connaissances acquises antérieurement sur les sols compressibles à travers le monde. (LCPC – France, U. Laval – Québec, etc.). L'objectif essentiel de ce programme de recherche est de déterminer les caractéristiques d'une latérite à partir d'essais sous charges statiques et d'étudier, par la suite, son comportement en présence d'un milieu favorable à l'échange ionique.

Essais œdométriques

Huit essais œdométriques ont été réalisés conformément aux méthodes d'essai LGC en vigueur. Le choix de ces méthodes d'essai a été surtout motivé par leur disponibilité et par l'expérience acquise par le Laboratoire du Génie Civil (LEMSC/UCL) au cours de plusieurs décennies. Ces méthodes d'essai décrivent les différentes procédures à suivre pour le choix et la préparation des éprouvettes soumises aux essais, le programme de chargement à appliquer, le calcul et l'interprétation des résultats. Les essais œdométriques ont été réalisés au moyen d'appareils classiques ne faisant l'objet d'aucun commentaire particulier. Les éprouvettes confectionnées avaient en moyenne, un diamètre de 63 mm et une épaisseur de 19,10 mm. Les essais œdométriques exécutés sont listés dans les tableaux IV-23. Les résultats pour quatre essais sont présentés ci-dessous.

Durée des paliers : d'après la norme française *XP P 94-090-1*, les paliers de chargement doivent être maintenus 24 heures sous réserve que la consolidation primaire soit finie. La norme belge *NBN CEN ISO/TS 17892-5* indique qu'il est nécessaire de « *Maintenir la contrainte verticale jusqu'à ce que la courbe représentative des valeurs lues indique que la consolidation*

primaire est terminée ». La norme américaine ASTM D 2435 indique la même chose : « *The standard load increment duration shall exceed the time required for completion of primary consolidation* ». La période de maintien des paliers de chargement variait entre 4 et 6 jours.

Tableau IV-23 : Liste des essais de compressibilité œdométriques.

N° essai	Echan- tillon	Description	N°
E2	28334/3	Latérite de la digue de Kakanda, les paramètres d'état initiaux du tableau IV-21-Etat naturel	2
E3	28334/3	Latérite de la digue de Kakanda avec les paramètres d'état initiaux du tableau IV-21-OPN	2
E4	28865/1	Latérite de la digue de Kipushi avec les paramètres d'état initiaux du tableau IV-22-OPM	2
E5	28865/1	Latérite de la digue de Kipushi avec les paramètres d'état initiaux du tableau IV-22- In-situ	2

Lors des essais, l'unité informatique mesure à intervalles réguliers le tassement des échantillons. Ces mesures sont observées tous les jours et lorsque l'échantillon se déformait de moins de 1 micron, il a été estimé qu'il pouvait passer au palier suivant.

✂ **Résultats et interprétations des essais œdométriques de compressibilité**

Tout d'abord rappelons que les sols analysés sont des latérites avec une prédominance de kaolinites pour la fraction argileuse. Le diagramme de plasticité (Fig. IV-9 cfr. IV.3.1.2.3.) montre qu'il s'agit bien d'une argile plastique (At) pour le sol de la digue de Kakanda ($w_L = 50,8$; $I_p = 23,9$) contrairement au sol de la digue de Kipushi dont les caractéristiques de plasticité ($w_L = 37,3$; $I_p = 15,6$) le placent parmi les argiles peu plastiques (Ap). La granulométrie indique que 71,73 % et 41,19% des grains ont un diamètre de moins de 2 μm respectivement pour le 28334/3 et le 28865/1.

1. Caractéristiques de compressibilité

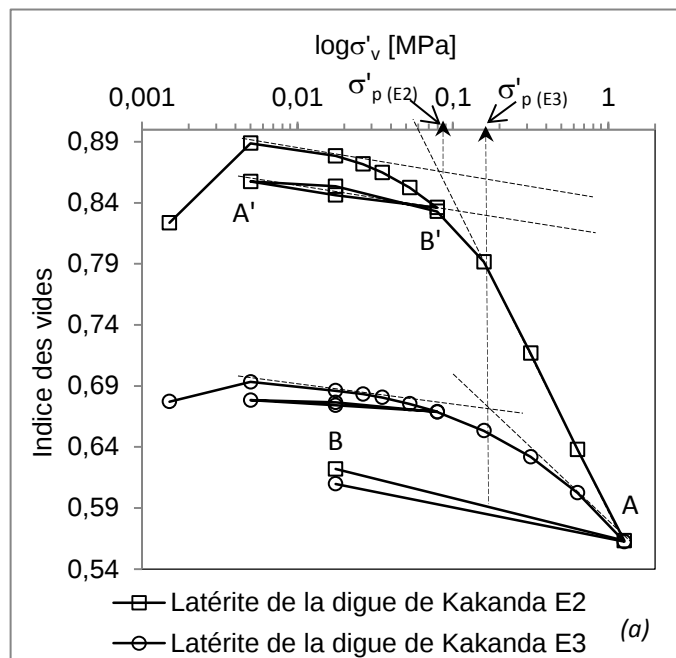
Les figures IV-26-(a) et IV-26-(b) montrent respectivement le comportement à l'œdomètre de la latérite de Kakanda dans l'état du terrain (essai E2) et dans l'état compacté à l'optimum Proctor normal (essai E3), de même que celui de la latérite de Kipushi dans l'état compacté à l'optimum Proctor modifié (essai E4) et dans l'état du terrain (essai E5).

Lors d'un déchargement et d'un rechargement, les résultats expérimentaux mettent en évidence un comportement irréversible de la

latérite à l'état surconsolidé. Le cycle de déchargement (gonflement) et de rechargement (recompression) conduit à un tassement supplémentaire sous la contrainte de préconsolidation σ_p' estimée entre $0,08 \leq \sigma_p' \leq 0,09$ MPa pour E2; $0,1 \leq \sigma_p' \leq 0,2$ MPa pour E3 ; $0,2 \leq \sigma_p' \leq 0,3$ MPa pour E4 et $0,02 \leq \sigma_p' \leq 0,03$ MPa pour E5. Afin de caractériser le comportement du sol lors d'un gonflement suivi d'une recompression, on assimile dans les calculs suivants les courbes e ($\log \sigma'$) de déchargement et de rechargement à des segments de droites (AB et B'A' sur la figure IV-26).

Ces segments ont respectivement pour pentes l'indice de gonflement C_g et l'indice de recompression C_{rc} . Pour déterminer l'évolution de ces caractéristiques en fonction de la contrainte effective σ' on a effectué deux déchargements, un sur la branche surconsolidée qui a été suivi d'un rechargement sous la contrainte de préconsolidation σ_p' et un autre sur la courbe vierge de compression. Les valeurs de ces indices ainsi que les autres paramètres de compressibilité sont rapportés dans les tableaux IV-24, IV-25 et IV-26 ci-dessous.

La valeur de l'indice C_g lorsque le sol regonfle est presque égale à la valeur de l'indice C_{rc} lorsqu'il est rechargé ou légèrement supérieure (Tableau IV-24). Il s'ensuit donc que la latérite a un comportement irréversible dans le domaine surconsolidé.



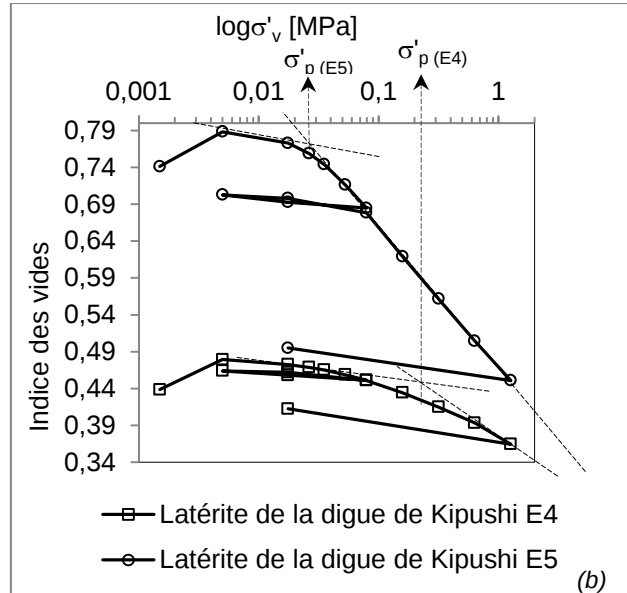


Figure IV-26 : Courbe de compressibilité œdométrique-(a) Latérite de Kakanda et (b) Latérite de Kipushi

Tableau IV-24 : Caractéristiques de compressibilité des latérites.

N° Palier		6		7		8		9		10		14		15	
σ [MPa]		0,079		0,018		0,005		0,018		0,079		1,268		0,018	
E2	Pente	0,02		0,02		0,01		0,03						0,03	
	Moyenne	$C_g = 0,02$				$C_{rc} = 0,02$				[-]		$C_g = 0,03$		[-]	
E3	Pente	0,01		0,01		0,003		0,01						0,03	
	Moyenne	$C_g = 0,01$				$C_{rc} = 0,007$				[-]		$C_g = 0,03$		[-]	
E4	Pente	0,01		0,01		0,004		0,02						0,03	
	Moyenne	$C_g = 0,01$				$C_{rc} = 0,012$				[-]		$C_g = 0,03$		[-]	
E5	Pente	0,01		0,02		0,01		0,03						0,02	
	Moyenne	$C_g = 0,015$				$C_{rc} = 0,02$				[-]		$C_g = 0,02$		[-]	
σ'_p [Mpa]															
E2		E3				E4				E5					
0,08 – 0,09		0,1 – 0,2				0,09 – 0,1				0,029 – 0,03					

Les sols mous normalement consolidés sont connus par leur compressibilité très élevée. Considérant le module mesuré à l'œdomètre pour une contrainte de référence de 100 kPa, Janbu (1985) rapporte que $E_{\text{œd}} = 1$ à 4 MPa pour l'argile normalement consolidée, ces valeurs dépendent du type d'argile. Les différences entre ces valeurs et celles du

sable normalement consolidé sont considérables : pour les sables, on rencontre des valeurs entre 10 et 50 MPa, du moins pour les échantillons non cimentés. Aussi à l'œdomètre, l'argile NC est dix fois plus molle que le sable NC. [123], [124]. Ceci illustre l'idée de la compressibilité extrême des sols mous.

Tableau IV-25 : *Caractéristiques de compressibilité des latérites.*

σ' [Mpa]	$E_{\text{œd}}$ [MPa]				C_c et C_s			
Latérite	E2	E3	E4	E5	E2	E3	E4	E5
0,0015								
	0,10	0,36	0,12	0,13	0,12	0,03	0,08	0,09
0,005								
	2,32	2,97	2,82	1,47	0,02	0,01	0,01	0,03
0,0176								
	2,48	5,29	3,38	1,11	0,04	0,02	0,02	0,08
0,0264								
	2,34	5,45	3,59	1,04	0,06	0,02	0,03	0,12
0,0352								
	2,67	5,63	4,04	1,11	0,07	0,03	0,04	0,16
0,0528								
	3,00	6,94	5,10	1,45	0,09	0,04	0,04	0,18
0,0793								
	11,12	19,59	13,11	12,99	0,02	0,01	0,01	0,01
0,0176								
	2,09	5,12	3,10	2,17	0,02	0,01	0,01	0,02
0,005								
	6,00	12,07	8,77	4,63	0,01	0,003	0,004	0,01
0,0176								
	5,56	13,12	8,29	5,33	0,03	0,01	0,02	0,03
0,0793								
	3,51	8,62	6,96	2,25	0,14	0,05	0,05	0,20
0,1585								
	3,79	12,26	11,65	4,47	0,25	0,07	0,06	0,19
0,317								
	6,89	17,52	20,82	8,67	0,26	0,10	0,07	0,19
0,6341								
	13,91	25,43	30,56	17,78	0,25	0,13	0,10	0,18
1,2681								
	33,23	41,29	35,62	41,23	0,03	0,03	0,03	0,02
0,0176								

Dans la plage des contraintes comprises entre 0,079 et 0,159 MPa, nous enregistrons des modules variant entre 1 et 4 MPa pour les

échantillons avec des paramètres physiques initiaux de terrain, soit 3,5 MPa pour E2 et 2,25 MPa pour E5 (tableau IV-23) alors que ces modules augmentent pour des éprouvettes compactées à l'optimum Proctor (8,62 MPa pour E3 et 6,69 MPa pour E4).

Selon les données de la littérature [66], [107] ces indices de compressions se retrouvent dans la plage des C_c correspondant à la kaolinite et à l'illite qualifiée de moyennement compressible et d'assez fortement compressible respectivement. Ce sont d'ailleurs ces argiles qui composent la fraction fine de nos latérites.

Tableau IV-26 : Valeurs moyennes des paramètres sur la droite de compression vierge.

	E2	E3	E4	E5
$E_{\text{œd}}$ [MPa]	8,6	25,43	25,67	7,4
C_c [-]	0,25	0,13	0,10	0,19

L'indice des vides e varie en fonction de la contrainte de préconsolidation σ_p' et de la contrainte effective σ' . Cette variation a pour expression :

$$e = e_0 + C_c \log \sigma_p' - C_g \log \sigma' / \sigma_p' \quad [\text{IV-5}]$$

où : e_0 est l'indice des vides initial.

Le coefficient de compressibilité a_v du sol est défini comme le rapport de l'incrément de l'indice des vides sur l'incrément de la contrainte effective σ' , soit $a_v = de/d\sigma'$. On appelle a_{vg} le coefficient de gonflement du sol et a_{vrc} le coefficient de recompression du sol, on a donc :

$$\text{lors de la consolidation : } a_v = \left(\frac{de}{d\sigma'} \right)_{NC} = \frac{C_c}{2,3 \cdot \sigma'} \quad [\text{IV-6}]$$

$$\text{lors du déchargement : } a_{vg} = \left(\frac{de}{d\sigma'} \right)_g = \frac{C_g \cdot \sigma_p'}{2,3 \cdot \sigma'} \quad [\text{IV-7}]$$

$$\text{lors du rechargement : } a_{vrc} = \left(\frac{de}{d\sigma'} \right)_{rc} = \frac{C_{rc} \cdot \sigma_p'}{2,3 \cdot \sigma'} \quad [\text{IV-8}]$$

Les valeurs de ces coefficients dépendent de la contrainte effective. De plus les coefficients a_{vg} et a_{vrc} varient avec la contrainte de préconsolidation σ_p' .

1. Influence du compactage

Sur la figure IV-27-a et IV-27-b montrant l'évolution des tassements (déformations) en fonction de la contrainte effective dans un repère semi-logarithmique, pour les latérites de Kakanda (a) et de Kipushi (b), on remarque l'effet du compactage sur l'écrouissage des matériaux. En effet, le compactage augmente l'écrouissage en augmentant les contraintes de préconsolidation (déplacement vers la droite et donc vers les contraintes élevées).

Sur les courbes E2 et E5 de la figure IV-27-(a) et (b), les latérites de Kakanda et de Kipushi présentent respectivement un comportement élastique plus ou moins linéaire de B à C suivi d'une phase d'écrouissage couvrant une faible plage des contraintes, soit de 0,026 MPa à 0,079 MPa (de C à D pour E2 (a)) et de 0,018 MPa à 0,035 MPa (de C à D pour E5 (b)) ; de D à E le comportement devient plastique.

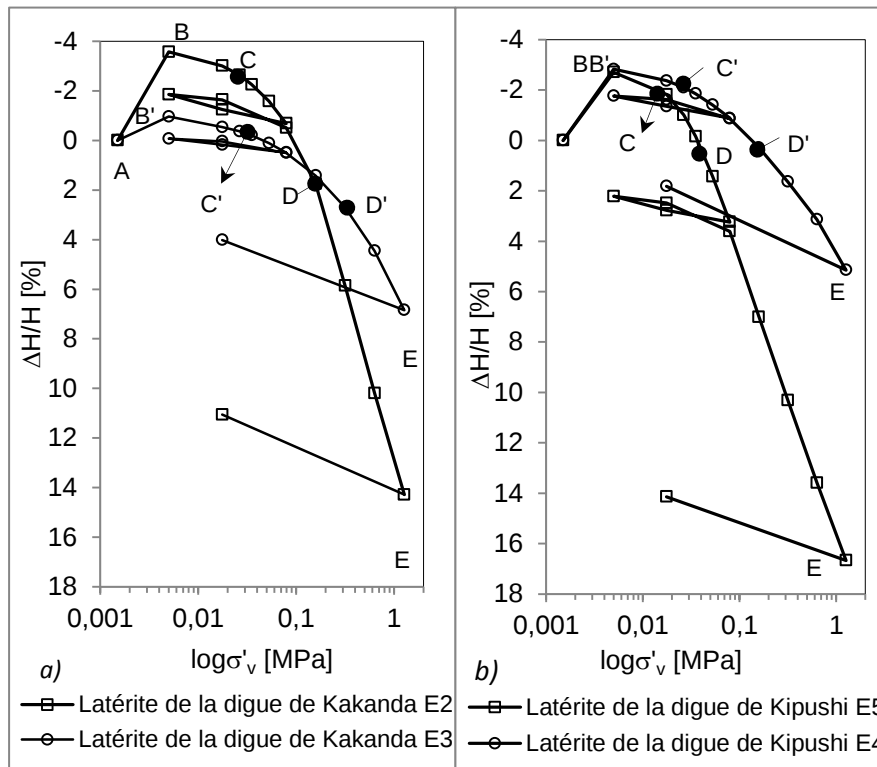


Figure IV-27 : Courbe de compressibilité œdométrique –dans le plan ($\log \sigma - \varepsilon$)

Tandis que pour les essais E3 (figure IV-28-(a)) et E4 (figure IV-28-(b)) compactés respectivement à l'optimum Proctor normal et à l'optimum Proctor modifié, les domaines d'écrouissage se déplacent vers la droite, il commence au point C', soit 0,035 MPa et s'étend jusqu'à 0,32 MPa (point D') pour l'essai E3, de même pour l'essai E4 ce domaine d'écrouissage est compris entre 0,159 (point C') et 1,268 MPa (point E').

Sur la figure IV-28, ci-dessous nous déterminons cette contrainte par juxtaposition de la courbe Proctor normal de l'échantillon 28334/03 aux courbes œdométriques du même échantillon E2 et E3. La contrainte verticale pour atteindre l'OPN est comprise entre 0,4 MPa et 0,5 MPa (figure IV-28 ci-dessous); cette contrainte verticale est comprise entre 1,25 et 1,35

MPa pour atteindre l'OPM (figure IV-28-(b)). Ainsi donc la contrainte verticale nécessaire pour atteindre l'optimum Proctor dépend de l'état initial du sol et de l'énergie de compactage mis en jeu.

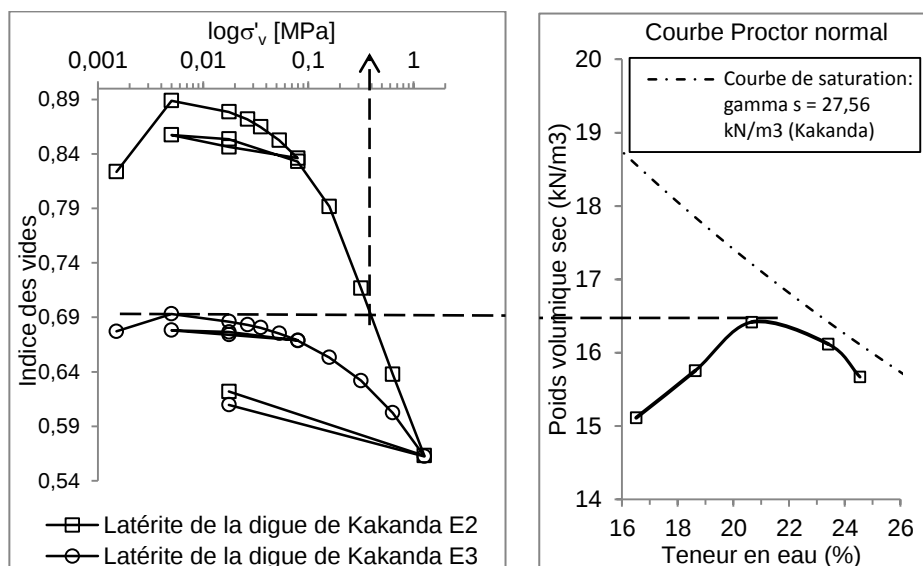


Figure IV-28 : Détermination de la contrainte verticale correspondant à l'OPN

La littérature stipule que pour des argiles bien humidifiées et reconstituées en laboratoire, sur chemin œdométrique monotone, la contrainte verticale minimale pour atteindre l'optimum varie de 0,6 MPa pour les argiles plus plastiques à 1,1 MPa pour les moins plastiques [128], [129]. Mais sur chemin triaxial, elle peut atteindre seulement 0,3 MPa. Après saturation, une densité sèche à 100 % OPN correspond à une pression de consolidation de 0,2 à 0,3 MPa en première approximation, alors qu'une densité de 95 % OPN correspond à une pression de consolidation de 0,1 MPa [130].

L'influence de la structure et celle de la nature du sol sont intégrées dans une variable très utile : la pression capillaire (suction) après compactage. Celle-ci permet de comprendre l'évolution ultérieure du matériau.

IV.3.4.3. Consolidation

Les essais de consolidation unidimensionnelle ont été effectués à l'œdomètre classique. En exprimant les résultats de ces essais E1, E2, E3, E4 et E5 sous forme des courbe $\Delta h = f(\log t)$ dans le plan semi logarithmique

(log t, Δh), on analyse la consolidation. Ces courbes donnent les variations en fonction du facteur temps T, du degré de consolidation U défini à partir des mesures de tassement :

$$U = \Delta h(t) / \Delta h_f \quad [\text{IV-9}]$$

où $\Delta h(t)$ et Δh_f sont respectivement le tassement à l'instant t et le tassement final en fonction du temps.

Paramètres de consolidation

La théorie de consolidation hydrodynamique de Terzaghi propose une équation différentielle de la surpression interstitielle : $\Delta u = \bar{u} = u - u_0$ (avec u_0 la pression hydrostatique initiale et u la pression interstitielle à l'instant t) :

$$c_v \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad [\text{IV-10}]$$

avec c_v [cm^2/sec] le coefficient de consolidation tel que :

$$c_v = \frac{k(1+e_0)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad [\text{IV-11}]$$

avec k le coefficient de perméabilité du sol, γ_w le poids spécifique de l'eau interstitielle, a_v le coefficient de compressibilité du sol et e_0 son indice des vides initial.

Il s'agit de l'équation différentielle de la consolidation unidimensionnelle en écoulement non permanent à travers les corps isotropes [131]

Le degré de consolidation U peut également être défini à partir des pressions interstitielles ou des contraintes effectives par :

$$U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_f} = 1 - \frac{\bar{u}(t)}{\bar{u}(0)} = \frac{\Delta \sigma'(t)}{\Delta \sigma} \quad [\text{IV-12}]$$

où : $\bar{u}(t)$ représente la valeur moyenne de la pression interstitielle à l'instant t, $\bar{u}(0)$ la valeur moyenne de la pression interstitielle initiale à t = 0, $\Delta \sigma'(t)$ l'accroissement de la contrainte effective moyenne à l'instant t.

On présente ici les caractéristiques des courbes classiques de consolidation sous charge statique. Il s'agit d'un chargement par paliers de contrainte successifs maintenus chacun pendant plus ou moins 48 heures avec un doublement de la contrainte à chaque palier. Pour chaque palier on obtient ainsi une courbe de consolidation correspondant à la variation du degré de consolidation (équations IV-9 et IV-12)

Sur la figure IV-29, nous présentons les courbes de consolidation correspondant à chaque palier de chargement de l'essai E2. On remarque de faibles tassements enregistrés pour tous les paliers de chargement correspondant à la branche élastique de compression œdométrique et de gonflement pour le plus faible palier de chargement (soit 0,005 MPa) et pour les paliers de déchargement.

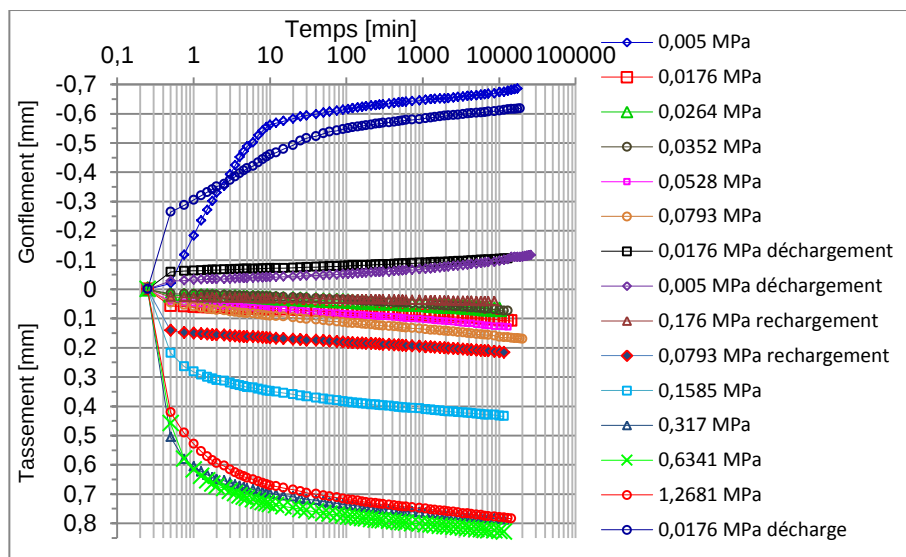


Figure IV-29 : Consolidation pour chaque palier de chargement (Essai E2)

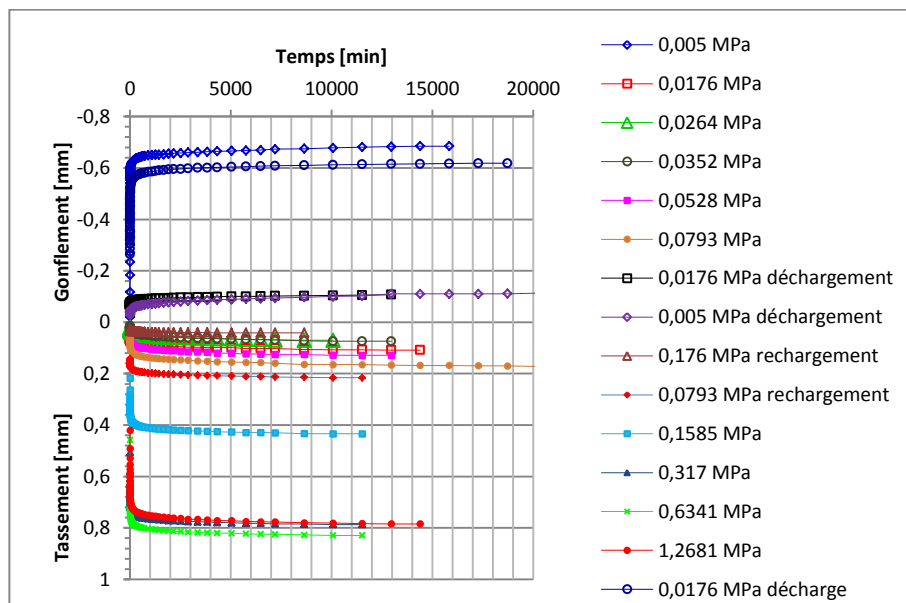


Figure IV-30 : Gonflement et tassement en fonction du temps pour l'essai E5

Les potentiels de gonflement sont facilement quantifiables sur la figure IV-30 qui reprend la consolidation en échelle arithmétique pour l'essai E4 (Kipushi avec les états initiaux de terrain).

Par la suite, nous avons considéré trois points sur la courbe de compressibilité, le premier sur la branche de compression élastique ($\sigma' < \sigma'_p$: *sol surconsolidé*) et les deux autres sur la droite vierge de compression ($\sigma' > \sigma'_p$: *sol sous consolidé*); la figure IV-31 montre l'évolution des tassements dans le temps pour ces trois états de contraintes. Les paramètres de consolidation sont analysés sur la branche de compression vierge.

Lorsque le sol est normalement consolidé, ces courbes ont une allure classique [118], c'est le cas des courbes de consolidation relatives aux paliers de 0,634 et 1,268 MPa, (Fig. IV-31-(a)). Par contre, pour la courbe afférente au palier de 0,0176 MPa correspondant à la courbe de compression élastique, on observe de faibles variations des tassements dans le temps. La figure IV-31-(b) montre l'évolution des paliers de chargement pour deux essais.

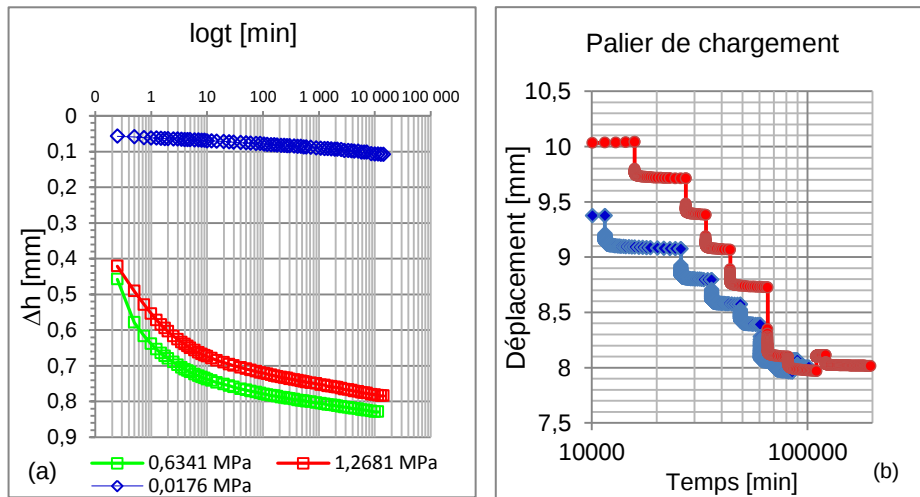
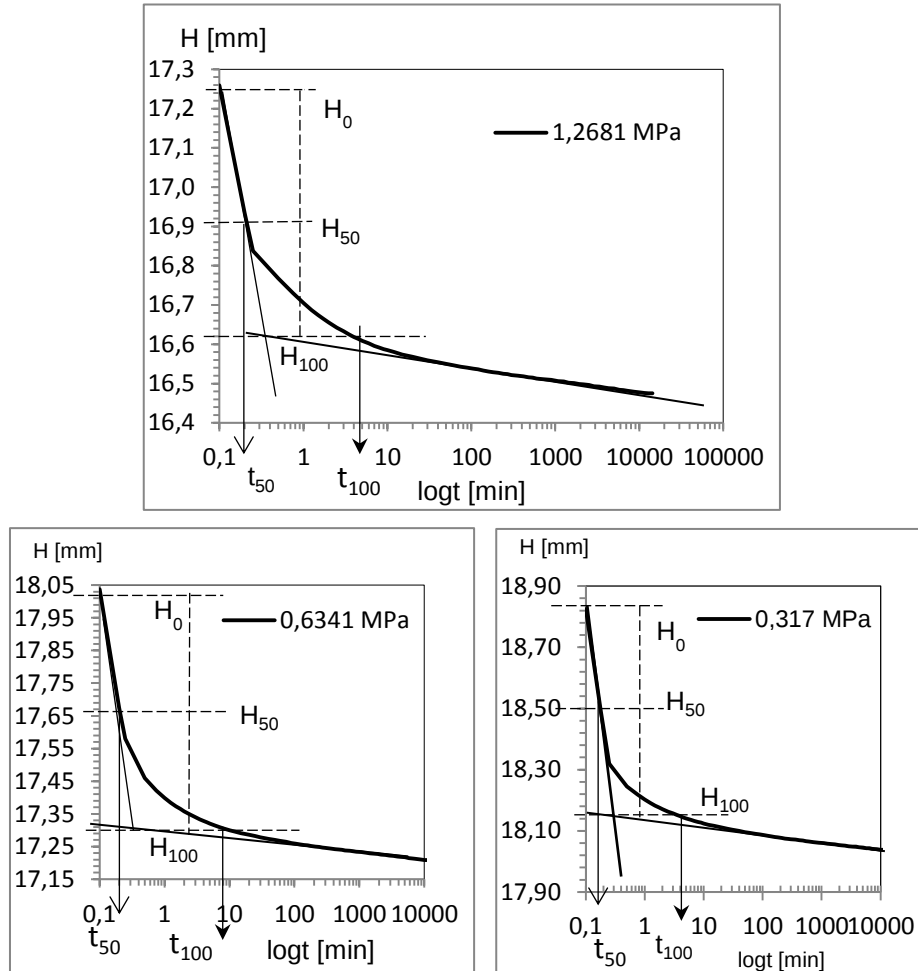


Figure IV-31 : Consolidation pour l'essai E2 (a) et paliers de chargement (b)

En utilisant la procédure classique de Casagrande (Figure IV-32), on détermine la valeur de t_{50} correspondant au degré de consolidation $U = 50\%$ et par comparaison avec la solution de TERZAGHI, on déduit la valeur du coefficient de consolidation pour le palier de contrainte considéré.

La courbe œdométrique permet de déterminer l'indice de compression et d'en déduire la valeur du coefficient de compressibilité a_v . Le coefficient de perméabilité k peut alors être calculé à partir de l'équation [IV.13] :

$$k = c_v \frac{a_v \gamma_w}{(1+e_0)} \quad [\text{IV-13}]$$

Figure IV-32 : Calcul graphique du temps correspondant à 50 % de U

Pour le palier de contrainte considéré, t_{50} [min] étant connu, la relation entre U et T (Terzaghi) donne :

$$0,197 = c_v \frac{t_{50}}{d^2} \quad [\text{IV-14}]$$

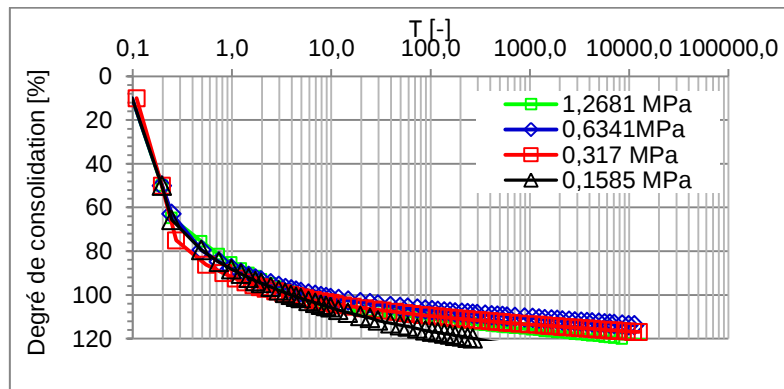
où d est la demi hauteur de l'échantillon œdométrique [en m] pour le palier de contrainte considéré.

Avec ce coefficient de consolidation, il est aussi possible de déterminer le temps de consolidation primaire total. Ainsi, ces essais œdométriques ont permis de déterminer les caractéristiques du sol (compressibilité a_v et perméabilité k) à l'état normalement consolidé pour les quatre paliers de la droite de compression vierge de l'essai E2. Ces résultats sont résumés dans le tableau IV.27 ci-dessous :

Tableau IV-27 : *paramètres de compressibilité et de consolidation de la droite de compression vierge.*

σ' [kPa]	H_0 [*10 ⁻³ m]	e_0 [-]	C_c [-]	E_{oed} [kPa]	t_{50} [min]	C_v [*10 ⁻⁶ m ² /s]	a_v [*10 ⁻⁴ m ² /kN]	k [m/s]
0,08	19,48	0,84		2998,7	1,5	2,08	6,14	6,8E-09
158,5	19,26	0,79	0,14	3514,4	0,2	1,52	5,09	4,3E-09
317,0	18,83	0,72	0,25	3791,1	0,19	1,62	4,54	3,0E-09
634,0	18,04	0,64	0,26	6891,0	0,2	1,34	2,38	1,9E-09
1268	17,21	0,56	0,25	13915	0,2	1,22	1,12	8,6E-10

La figure IV-33 normalise les courbes de consolidation pour les quatre paliers de la branche de compression vierge. Exprimées en terme du degré de consolidation en fonction du facteur temps, ces courbes se confondent presque en une seule, du moins jusqu'à un degré de consolidation de 100 % au-delà duquel elles deviennent distinctes.

Figure IV-33 : *Normalisation des courbes de consolidation pour 4 paliers*

✍ Essai de perméabilité

Etant donné la large gamme des valeurs possibles pour le coefficient de perméabilité k , il est nécessaire de faire appel à plusieurs principes d'essais dont le perméamètre à hauteur de charge constante pour les sables et les graviers ou le perméamètre à charge variable pour les sols fins (limons et argiles). La percolation des fluides et plus généralement des liquides au travers d'un sol dépend de la dimension des vides, donc de la granulométrie de celui-ci, de la forme des grains et de l'état de compacité ; elle dépendra aussi de la viscosité du liquide et donc de la température.

Le matériau latérique ayant un fuseau granulométrique très étalé, nous avons réalisé des essais de perméabilité à charge variable non

seulement parce que ce sol comporte une fraction fine non négligeable et aussi et surtout parce que le matériau est mis en place par compactage ce qui densifie la fraction grenue et augmente la consistance de la fraction fine avec comme corollaire la diminution de volume des vides.

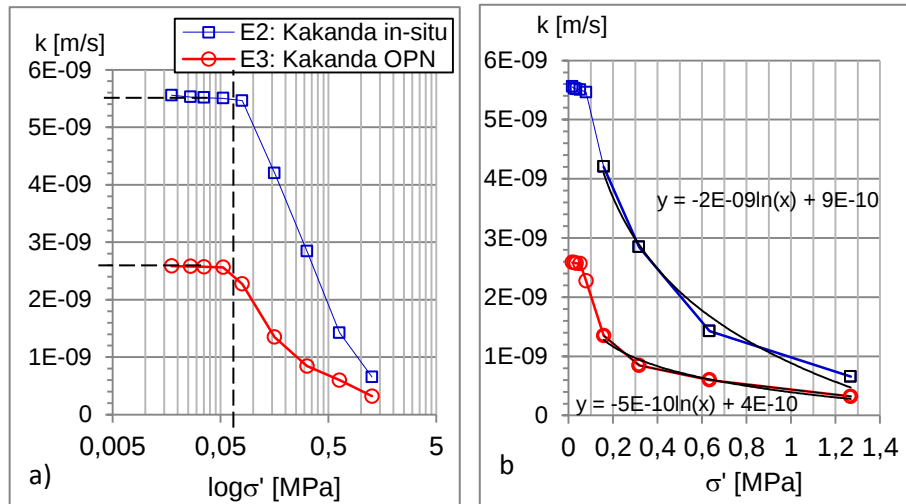
Quelques essais ont été effectués en utilisant une cellule perméamétrique. Cette cellule permet de déterminer la perméabilité du sol pour un palier de chargement en réalisant un essai à charge variable par un écoulement d'eau à travers un échantillon de sol contenu dans une cellule œdométrique. Cet écoulement est canalisé par un tube fin transparent ce qui permet de repérer et de mesurer la chute de niveau de l'eau dans le tube. La mesure de la hauteur initiale de l'eau h_1 et de la hauteur finale h_2 . A l'instant t permet de déterminer le coefficient de perméabilité k par la formule suivante :

$$k = 2,3 \frac{s}{S} * \frac{L}{t} * \log \frac{h_1}{h_2} \quad [\text{IV-15}]$$

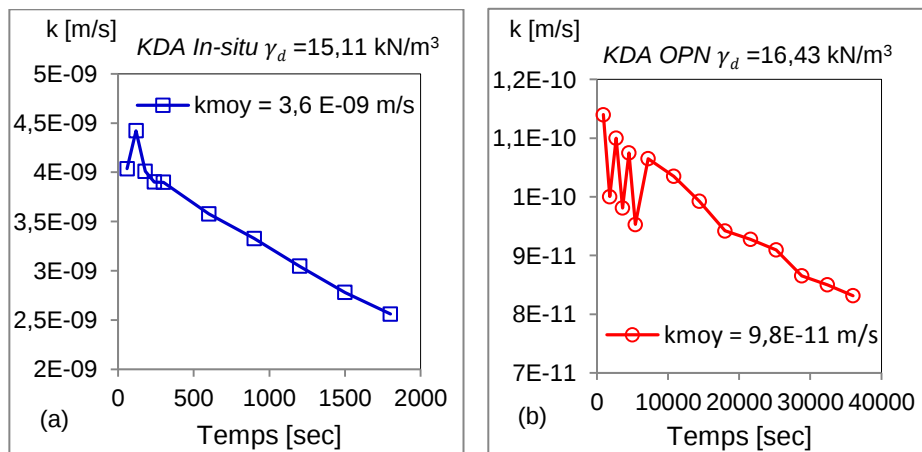
où L est la hauteur de l'échantillon ; S sa section et s la section du tube capillaire.

Les problèmes liés à la mesure de k sont dus au fait que la vitesse d'écoulement de l'eau à travers l'éprouvette est fonction du gradient hydraulique régissant l'écoulement. Les essais montrent que la valeur de k dépend donc sensiblement de la hauteur initiale h . Les fuites d'eau constituent une des grandes difficultés de la cellule perméamétrique. La vitesse d'écoulement étant faible, le temps de chute t doit être suffisamment long pour obtenir une bonne précision des mesures mais pas trop long pour conserver une vitesse moyenne d'écoulement.

La Figure IV-34 présente l'évolution du coefficient de perméabilité k en fonction de la contrainte effective σ' en phase normalement consolidée et en phase surconsolidée. Pendant la phase normalement consolidée, la conductivité hydraulique k varie en fonction de la contrainte effective et décroît avec l'augmentation de celle-ci; la courbe représentative de cette variation dans un repère semi-logarithmique (fig.IV-34-a) peut être assimilée à une droite durant la phase normalement consolidée. Pendant la phase surconsolidée, tant que le rapport de surconsolidation (OCR) est inférieur à deux, la perméabilité du sol ne varie pratiquement pas et sa valeur reste proche de celle obtenue sous la contrainte de préconsolidation σ_p' . Un changement de la pente, et donc une diminution brusque du coefficient de perméabilité est observée durant l'écrouissage (phase de transition entre les deux domaines surconsolidé et sous consolidé) pour le sol compacté à l'OPN. Sur une échelle arithmétique (fig.IV-34-b), on observe une décroissance logarithmique de k avec des contraintes effectives croissantes dans les deux cas d'expérimentation. Pour ce sol, la perméabilité est donc essentiellement influencée par l'écrouissage du matériau et l'OCR.

Figure IV-34 : Evolution de k en fonction de la contrainte effective σ'

La figure IV-35 présente le coefficient de perméabilité moyen obtenu à la cellule perméamétrique à charge variable sous une contrainte de 0,02MPa, sur le sol compacté avec les paramètres in-situ (fig.IV-36-(a)) et sur le sol compacté à l'OPN (fig.IV-36-(b)).

Figure IV-35 : Evolution de k en fonction du temps (cellule perméamétrique)

Pour le cas du sol compacté avec les paramètres in-situ, l'écart entre la valeur moyenne de la perméabilité obtenue après 25 essais et la valeur qu'on obtiendrait à cette contrainte de 0,02MPa par calcul est plus ou moins acceptable, environ $3,6 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ contre $5,5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$, en se rapportant à la

courbe E2 de la figure IV-34. Par contre pour le sol compacté à l'OPN, la valeur moyenne mesurée au perméamètre sur 25 essais est sensiblement sous-estimée par rapport à celle fournie par la courbe de l'essai E3 de la figure IV-34, soit $9,8.10^{-11}$ m/s contre $2,6.10^{-9}$ m/s. Cela serait dû aux difficultés inhérentes au perméamètre d'assurer parfaitement l'étanchéité pour éviter les fuites et aussi pour un matériau compacté, le délai de l'essai devient très long, la vitesse d'écoulement étant faible.

Ces résultats illustrés sur la figure IV-35, montrent que la théorie de TERZAGHI conduit à surestimer le coefficient de perméabilité pour ce sol.

Nous avons comparé les courbes de consolidation expérimentales avec la courbe théorique donnée par TERZAGHI [$U = f(T)$]. Cette comparaison illustrée sur la figure IV-36 ci-dessous, pour l'essai E2 montre que la théorie de TERZAGHI conduit à surestimer la vitesse de consolidation pour ce sol. Alors que sur la courbe théorique de Terzaghi, on atteint les 100 % de consolidation primaire aux environs du facteur temps de deux, la consolidation primaire continue pour toutes les courbes expérimentales qui sont, à ce moment ($T = 2$) aux environs de 95 % de consolidation. Il est à noter aussi que les courbes expérimentales n'ont pas tellement l'allure de la courbe classique de Terzaghi [131], [132].

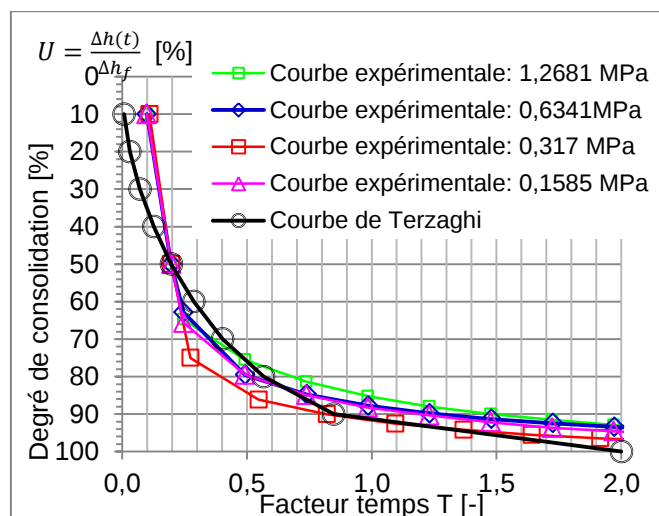


Figure IV-36 : Courbes de consolidation théorique et expérimentale (E2)

La figure IV-37-(a) présente l'évolution du coefficient de consolidation en fonction de la contrainte effective dans la phase normalement consolidée (NC) dans un diagramme semi – logarithmique. La courbe représentative est une droite décroissante avec la contrainte effective. Pour ce sol à l'état surconsolidé, on constate que la valeur du coefficient de consolidation décroît faiblement avec la contrainte effective. La raison en est que lorsque

la contrainte effective augmente, la perméabilité baisse entraînant ainsi une diminution de la valeur de c_v . La figure IV-37-(b) présente l'évolution du coefficient de compressibilité en fonction de σ' .

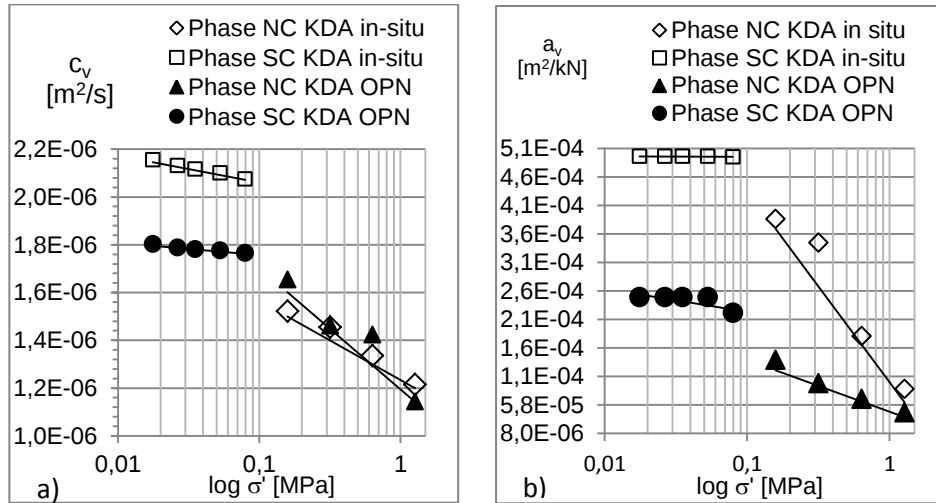


Figure IV-37 : Evolution des Coefficients de consolidation (a) et de compressibilité (b) en fonction de la contrainte effective

Dans la phase NC, la vitesse de tassement augmente avec l'accroissement de la contrainte effective. Cette variation croissante de la vitesse de tassement dépend aussi de la compacité initiale de l'éprouvette. Plus celle-ci est compactée, plus la vitesse de tassement ($\Delta h/t$) est faible (figure IV-38).

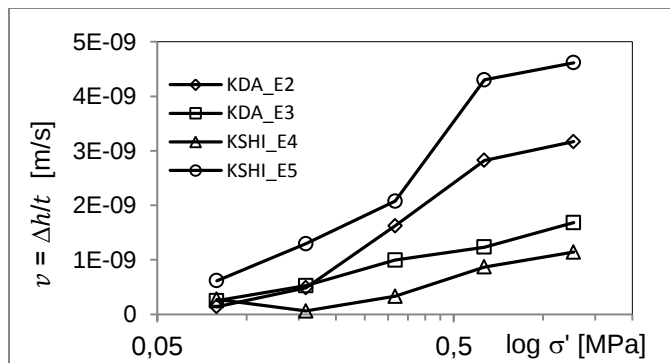


Figure IV-38 : Vitesse de tassement total dans la phase NC en fonction de σ'

IV.3.4.4. Conclusion sur la compressibilité et la consolidation.

Janbu (1985) rapporte, considérant le module mesuré à l'œdomètre ($E_{\text{œd.}}$) que ses valeurs dépendent du type de l'argile. L'on remarque aussi que ce paramètre ainsi que d'autres paramètres de compressibilité dépendent non seulement de la nature du sol, mais beaucoup plus de son état c'est-à-dire de ces paramètres d'états initiaux. L'analyse des résultats expérimentaux qui précèdent montre que, pour le même type et la même nature de sol sous le même état des contraintes, tous les paramètres de compressibilité ($E_{\text{œd.}}$, C_c , C_g ou C_s et σ_p') évoluent avec l'accroissement des contraintes effectives en fonction des paramètres d'états initiaux. Des éprouvettes écrouies, sous une compression œdométrique à chargement par palier croissant ont des domaines élastiques qui se déplacent vers des contraintes élevées, et des contraintes de préconsolidation élevées évoluant avec l'état de compacité, ce qui a pour conséquence positive l'augmentation du domaine surconsolidé où les tassements sont moindres et presque instantanés. Ainsi σ_p' passe de l'intervalle de $0,08 \leq \sigma_p' \leq 0,09 \text{ MPa}$ pour E2 (état moins compacté in-situ) à l'intervalle de $0,1 \leq \sigma_p' \leq 0,2 \text{ MPa}$ pour E3 (OPN), et de l'intervalle de $0,02 \leq \sigma_p' \leq 0,03 \text{ MPa}$ pour E5 (état très moins compacté in-situ) à l'intervalle de $0,2 \leq \sigma_p' \leq 0,3 \text{ MPa}$ pour E4 (OPM). De même $E_{\text{œd.}}$ évolue de $8,6 \text{ MPa}$ pour E2 (état moins compacté in-situ) à $25,43 \text{ MPa}$ pour E3 (OPN) et de $7,4 \text{ MPa}$ pour E5 (état très moins compacté in-situ) à $25,67 \text{ MPa}$ pour E4 (OPM). Quant aux indices de compression C_c , ils décroissent presque de moitié de $0,25$ à $0,13$ (E2 à E3) et de $0,19$ à $0,10$ (E5 à E4).

Concernant les paramètres de consolidation, les analyses révèlent que la théorie de TERZAGHI conduit à surestimer la vitesse de consolidation pour ce sol. La conductivité hydraulique k varie avec la contrainte effective et décroît avec l'augmentation de celle-ci, la courbe représentative de cette variation dans un diagramme semi-logarithmique peut être assimilée à une droite durant la phase normalement consolidée. Pendant la phase surconsolidée, tant que le rapport de surconsolidation est inférieur à deux ($\text{OCR} < 2$), le coefficient de perméabilité du sol ne varie pratiquement pas et sa valeur reste proche de celle obtenue sous la contrainte de préconsolidation σ_p' .

Les coefficients de consolidation et de compressibilité diminuent avec l'accroissement de la contrainte effective dans la phase normalement consolidée et restent presque constants lors que le sol est surconsolidé. Pour ce sol à l'état surconsolidé, on constate que la valeur du coefficient de consolidation décroît faiblement avec la contrainte effective.

Enfin, les résultats des essais œdométriques en fonction des états initiaux de compactage montrent que :

- la compressibilité du sol diminue lorsque le degré de compactage augmente : le compactage rend le sol plus « rigide » (figures IV-26 et IV-27) ;
- la pression de préconsolidation augmente quand le degré de compactage augmente : la pression de compactage rend la surface de plasticité plus grande (figure IV-27).

IV.3.4.5 Essais triaxiaux

Pour la caractérisation en cisaillement de nos échantillons, un seul programme d'essais a été réalisé. Il a consisté à saturer l'éprouvette en eau déminéralisée et à consolider le sol selon un chemin isotrope jusqu'à un état de chargement le plus proche de celui du sol en place. Un essai triaxial de type consolidé-non drainé a été effectué à ce stade pour déterminer les caractéristiques de résistance du sol étudié. Il a été réalisé à des pressions de confinement σ_3 de 100, 150, 200 et 300 kPa.

IV.3.4.5.1. Matériels et méthodes utilisés

Les essais triaxiaux ont été réalisés au laboratoire Jacques VERDEYEN de l'U.L.B. L'appareil triaxial de révolution utilisé lors de nos travaux est constitué d'une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley (Bishop *et al.*, 1965 ; Bishop et Wesley, 1975) et d'un système de chargement. Le tout est relié à un système d'acquisition (figure IV-39). L'éprouvette de forme cylindrique est placée dans une enceinte étanche, qui est reliée aux différents systèmes de mise en pression et de mesure. La cellule est remplie du liquide (de l'eau déminéralisée), ce qui permet d'appliquer à l'éprouvette un champ de contrainte isotrope lors de la consolidation et anisotrope lors de l'écrasement (cisaillement). Les contrôleurs de pression volume (de marque GDS) sont utilisés pour appliquer les sollicitations sur l'éprouvette. Les sollicitations dépendent du type d'essai, qui peut être soit un essai drainé ou non drainé, soit un essai avec ou sans phase de saturation, de consolidation (isotrope ou anisotrope), suivie par une phase de cisaillement (drainé ou non drainé) Ces essais triaxiaux ont été pilotés en vitesse de déformation constante.

Dans cette recherche, les essais consolidés non drainés ont été réalisés dans ce premier programme d'essais de cisaillement. Ce choix est le plus judicieux, car en ce qui concerne l'application de l'étude, à savoir le rehaussement progressif d'une digue de retenue, le temps entre deux rehaussements est supposé suffisamment long pour permettre au corps de la digue de consolider. De plus, la latérite étant très peu perméable, les pressions interstitielles se dissipent lentement, d'où l'utilisation d'un comportement non drainé lors de l'essai. Cependant, dans le chapitre suivant, nous réalisons des essais par une méthode nettement plus simple

et plus rapide, basée sur la reconstitution d'échantillons directement à la densité et à la teneur en eau souhaitée.

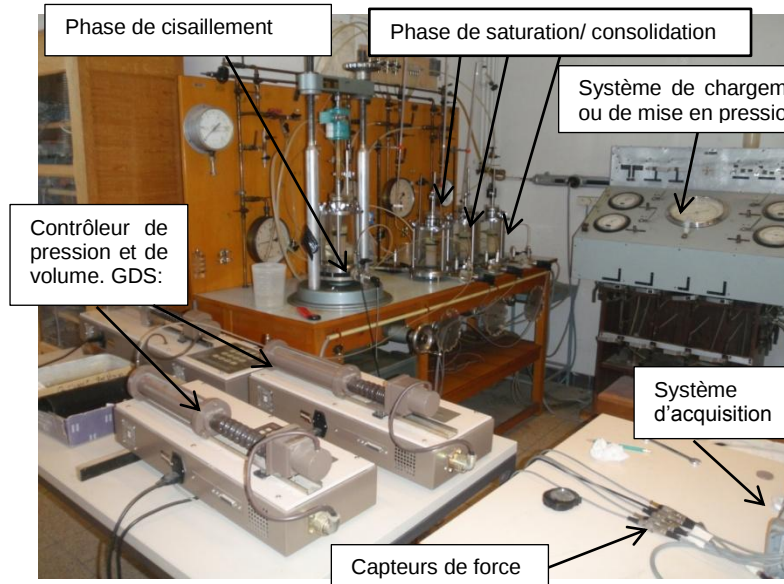


Figure IV-39 : Appareil triaxial de révolution-Labo J. VERDAYEN (U.L.B.)

En effet, lorsqu'on prélève un échantillon, il a une humidité initiale et donc une succion initiale que l'on peut déduire de la courbe de rétention. De même, lorsqu'on reconstitue des échantillons, on les soumet à une certaine succion et en les cisillant directement, on peut avoir une idée de l'effet de la succion initiale sur les caractéristiques de résistance du sol. Mais un inconvénient est que l'état de l'échantillon n'est ni sur le chemin de séchage, ni sur le chemin de mouillage de la courbe de rétention.

IV.3.4.5.2. Procédures expérimentales

La procédure expérimentale consiste à fabriquer, saturer, consolider puis cisiller des éprouvettes en utilisant un mode défini de préparation.

Préparation des éprouvettes

Quant à la confection des éprouvettes, celles-ci l'ont été par compactage statique. Le sol conditionné à la bonne teneur en eau et la masse correspondant à la densité in situ ou au Proctor normal est inséré dans la douille graissée à l'aide du lubrifiant. La presse hydraulique manuelle permet de compacter de manière statique l'éprouvette et de l'extraire de la douille.

Les éprouvettes préparées pour les essais de laboratoire sont confectionnées par compactage semi-statique (Camapum de Carvalho et al, 1987). La latérite est préalablement humidifiée à une teneur en eau donnée. La latérite est portée à la densité visée par un chargement axial du piston à l'aide de la presse hydraulique. Ce procédé permet de compacter l'éprouvette en une seule couche (hauteur finale 70 mm, diamètre 36 mm soit un élanement de 1,94) et d'assurer une bonne homogénéité du matériau par la réduction du frottement sur le moule. Les essais triaxiaux ont été pilotés en vitesse de déformation constante (0,2062. [mm/min])

Les tableaux IV-28 et IV-29 synthétisent les informations générales concernant les essais réalisés.

Tableau IV-28 : *Paramètres initiaux des essais à l'appareil triaxial*

N° échantillon	γ_d [kN/m ³]	S_r [%]	ω [%]	n [%]	H_0 [mm]	D_0 [mm]
28865-01	15,63	75	19,56	41,71	70.37	36.03
28865-01	16,50	75	17,22	38,47	70.37	36.03
28865-01	17,36	75	14,89	35,24	70.37	36.03
28334-03	15,11	56	16,51	45,16	70.37	36.03

Saturation et consolidation

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la justesse de la réponse en pression interstitielle dans un essai non drainé et en déformation volumique dans un essai drainé. Pour obtenir un degré de saturation satisfaisant, un courant ascendant de gaz carbonique est initié dans l'échantillon sous faible pression (de l'ordre de 16 kPa) pendant 8 à 10 min, permettant ainsi de chasser l'air contenu. Ensuite, on fait circuler par gravitation de l'eau désaérée dans l'éprouvette pendant 15 à 20 min. Comme le gaz carbonique restant à l'intérieur se dissout plus facilement dans l'eau sous pression, une contre-pression est alors appliquée par paliers sans varier la pression totale à laquelle est soumis l'échantillon.

La qualité de la saturation est évaluée par le biais du coefficient de Skempton B. [126], [133] Une fois la saturation terminée, une contrainte isotrope $\Delta\sigma_3$ est appliquée en fermant le drainage. Si Δu désigne la surpression mesurée dans l'échantillon, le coefficient de Skempton (1954) B est donné par :

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad [\text{IV-16}]$$

Comme ($\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$), la formule devient :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad [\text{IV-17}]$$

La saturation est complète si B égale 1 mais, en pratique, l'échantillon est considéré saturé lorsque B est supérieur à 0,95. Dans nos essais, une contre-pression de 200 kPa minimum a été assurée, permettant d'obtenir une valeur du coefficient de Skempton supérieure à 0,96 dans pratiquement tous les cas.

Le but de la contre-pression est d'améliorer la saturation des éprouvettes grâce à la compression et à la dissolution des bulles de gaz dans le liquide interstitiel. L'application de la contre-pression consiste à augmenter la pression de pore de l'échantillon et parallèlement, la pression de cellule augmente de manière à éviter tout gonflement de la membrane. En réalité, la pression de cellule est toujours légèrement supérieure de quelques kPa. Cette phase se déroule donc à contrainte effective presque nulle et n'entraîne donc pas de variation de volume.

La consolidation permet d'amener l'échantillon à une contrainte effective moyenne déterminée. Cette phase de consolidation a pour but de recréer le champ de contraintes initiales dans l'éprouvette avant de réaliser l'essai. Durant cette phase, l'échantillon est toujours drainé via les pierres poreuses, l'eau peut donc sortir de l'échantillon et provoquer des variations de volume. Cette opération permet de dresser la courbe de consolidation, à partir de laquelle la vitesse de cisaillement peut être déterminée.

Pour l'ensemble de nos essais, la phase de saturation en eau déminéralisée était la plus longue et prenait en moyenne une dizaine de jours. Quant à la consolidation, sa durée dépend de la pression de confinement appliquée. La figure IV-40 montre l'évolution de cette pression interstitielle dans le temps pour les différentes contraintes radiales appliquées. Une fois qu'elle atteint une valeur asymptotique, la dissipation s'est effectuée et le test de cisaillement proprement dit peut commencer.

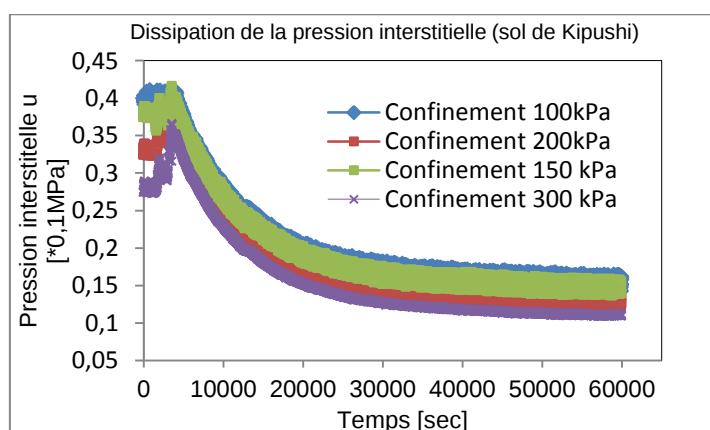


Figure IV-40 : Courbes de consolidation des éprouvettes

✍ **Cisaillement**

Les essais réalisés à l'appareil triaxial classique sont des essais de compression monotone à déplacement contrôlé. La vitesse de déplacement du plateau de la presse est choisie égale à 1% /min. À l'appareil triaxial de type Bishop et Wesley (1975), la vitesse de déplacement du piston est aussi égale à 1%/min. Les essais de compression réalisés avec cet appareil sont à déplacement contrôlé.

La phase de cisaillement proprement dite consiste à augmenter la contrainte axiale pour une contrainte de confinement constante. Le cisaillement a été effectué dans des conditions non drainées avec une vitesse de 0,2062 mm/min.

La hauteur de l'échantillon étant de 70,32 [mm], avec la vitesse de déformation de 0,2062 mm/min, pour un critère de rupture fixé à 15% de déformation axiale (choisi arbitrairement), le temps nécessaire pour atteindre ces 15 % de déformation axiale durant le cisaillement est de 51,15 [min] soit 3069 ≈ 3070 [sec]

IV.3.4.5.3. Résultats et interprétations

✍ **Résultats expérimentaux**

✍ **Angle de frottement interne et cohésion**

a. Détermination de φ' et C' dans les axes de Mohr

Les courbes déviateur ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) en fonction de la déformation axiale ε_1 permettent de considérer comme critère de rupture, soit le déviateur à la rupture, soit au pic, soit pour une déformation donnée, soit à l'état critique. Le critère de plasticité de Coulomb dans les axes de Mohr permet alors de déterminer les paramètres C et φ ou C' et φ' [134].

En prenant pour critère de rupture le déviateur maximum que nous avons assimilé pour ce matériau au déviateur après 15% de déformation axiale. La courbe de résistance est caractérisée par :

- une cohésion $C = 55,76$ kPa et un angle de frottement interne $\varphi = 19,99^\circ$ en contrainte totale et $C' = 39,04$ kPa, $\varphi' = 26,68^\circ$, en contrainte effective, pour le sol compacté à l'OPN. Paramètres d'état initiaux : ($\gamma_d = 17,36$ kN/m³ ; $w = 16,28$ %) (Figure IV-41-a) ;
- une cohésion $C = 32,49$ kPa et un angle de frottement interne $\varphi = 23,10^\circ$ en contrainte totale et $C' = 15,16$ kPa, $\varphi' = 30,72^\circ$, en contrainte effective, pour le sol compacté à la densité in situ ($\gamma_d = 15,63$ kN/m³ ; $w = 19,56$ %). (Figure IV-41-b).

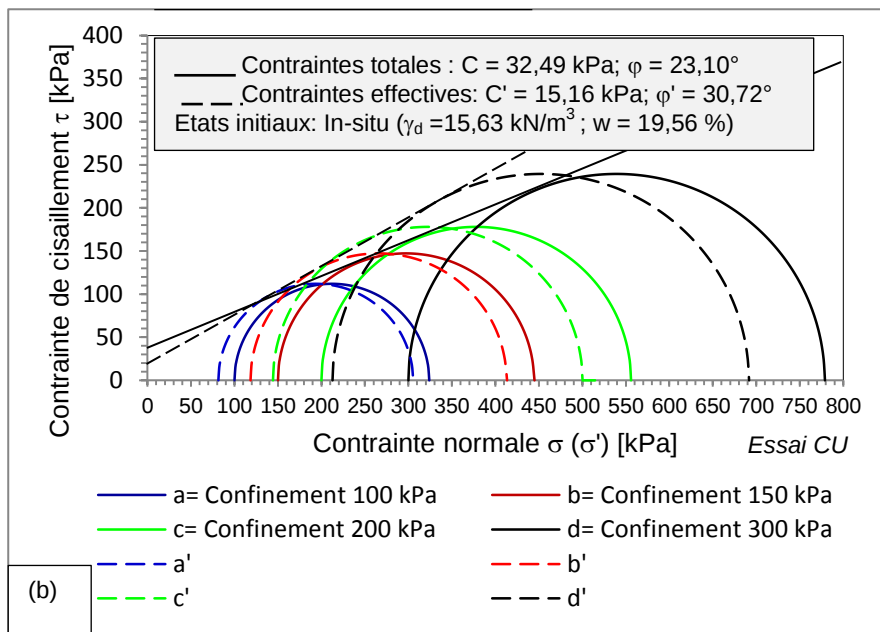
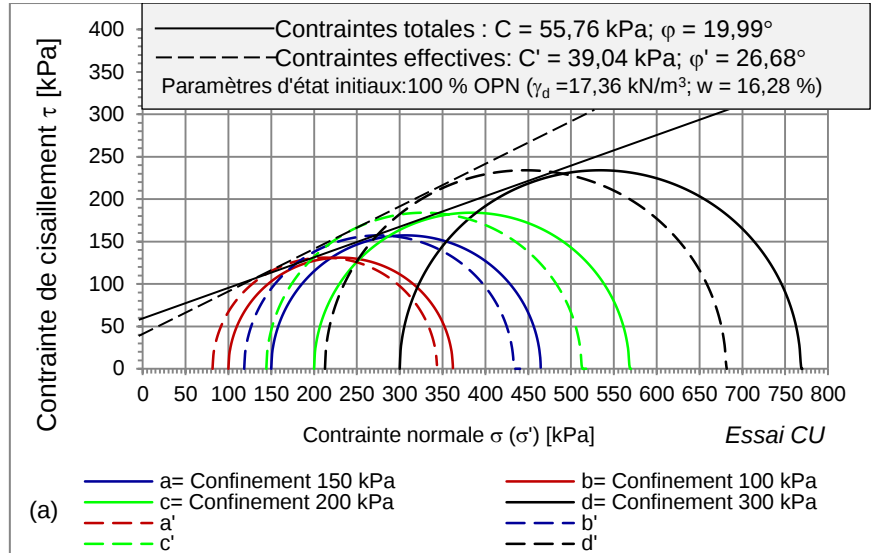


Figure IV-41 : Cercles de Mohr et droites intrinsèques (latérite de Kipushi)

b. Détermination de φ' et C' dans les axes de Cambridge

Si l'enveloppe d'une famille de cercles de Mohr est une droite, le lieu des points représentatifs de ces états de contraintes est également une droite dans le plan p' , q appelée LEC qui a pour équation [126] [127]:

$$q = \frac{6\sin\varphi'}{3-\sin\varphi'} p' + \frac{6C'\cos\varphi'}{3-\sin\varphi'} = Mp' + q_0 \quad [\text{IV-18}]$$

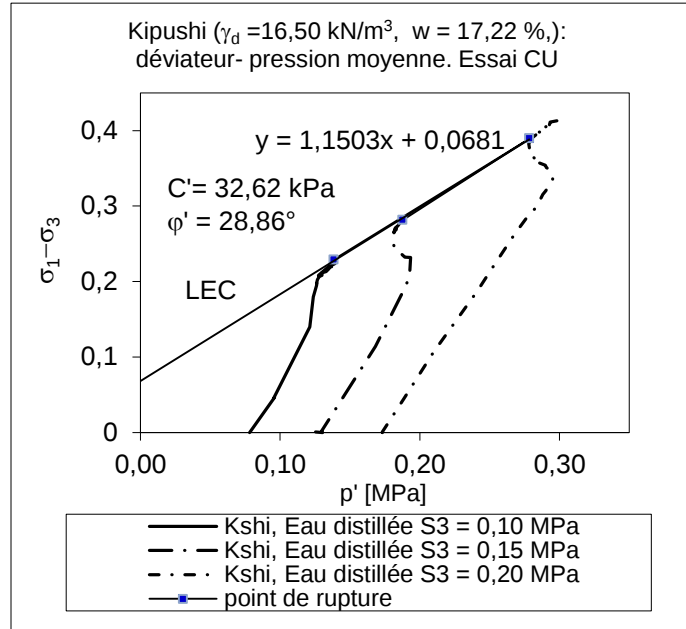


Figure IV-42 : Chemins de contrainte vers l'état critique (sol de Kipushi)

La pente M et l'ordonnée à l'origine q_0 de la droite de rupture dans le chemin de contraintes de Cambridge, $p' - q$, permettent de déduire l'angle de frottement interne φ' et la cohésion C' définis dans les axes de Mohr-Coulomb.

En traçant la droite enveloppe supérieure des chemins de contrainte dans le plan de Cambridge ($p' - q$), on arrive à caractériser le comportement plastique ultime (l'état critique) du sol en compression triaxiale. Elle est définie par l'équation (IV-18), où M est la pente de la ligne (droite) d'état critique (LEC) en compression dans le plan ($p' - q$). M et q_0 sont liés à la cohésion C' et à l'angle de frottement en compression φ'_c par les relations suivantes :

$$M = \frac{6\sin\varphi'_c}{3-\sin\varphi'_c} \text{ et } q_0 = \frac{6C'\cos\varphi'_c}{3-\sin\varphi'_c} \quad [\text{IV-19}]$$

Sur la figure IV-42, tous les chemins d'état qui partent de l'axe de pression moyenne atteignent sur le chemin de contraintes la ligne d'état critique LEC définie dans les axes de Cambridge par l'expression :

$$q = 1,1503p' + 0,0681 \quad [\text{IV-20}]$$

Les résultats de l'essai de cisaillement consolidé non drainé CU ont permis de déterminer les valeurs de la cohésion effective c' et de l'angle de

frottement interne φ'_c (figure IV-42) à partir des valeurs de $q_0 = 0,0681$ et de la pente $M = 1,1503$ dans le plan $p' - q$ tels que :

$$\sin \varphi'_c = \frac{3M}{6+M} \text{ et } c' = \frac{q_0}{M} \tan \varphi'_c \quad [\text{IV-21}]$$

ce qui nous confère une cohésion effective de 32,62 kPa et un angle de frottement interne de $28,86^\circ$ pour le sol de Kipushi compacté à $\gamma_d = 16,50 \text{ kN/m}^3$, $w = 17,22 \%$. Tous ces résultats démontrent que les paramètres de résistance au cisaillement sont fonction des paramètres d'état initiaux.

La courbe déviateur q , déformation axiale ε_1 (figure IV-43) présente une première partie « élastique » et ne présente pratiquement pas de pic ce qui traduit l'absence de rupture fragile ou du comportement radoucissant (Figures IV-43 –b ci-dessous)

Dans le diagramme de Cambridge, les chemins de contraintes effectives (figure IV-43-a) partent de A(0,07, 0), B(0,13, 0) et C(0,17, 0) pour de contraintes de confinement de $\sigma_3 = 0,10, 0,15$ et $0,20 \text{ MPa}$ respectivement et suit la droite $q = 3(p' - \sigma'_3)$. Les droites suivies par le chemin de contraintes ont pour équations :

$$\left. \begin{aligned} \text{Pour } \sigma_3 = 0,10 \text{ MPa : } q &= 3(p' - 0,72) \\ \text{Pour } \sigma_3 = 0,15 \text{ MPa : } q &= 3(p' - 0,13) \\ \text{Pour } \sigma_3 = 0,20 \text{ MPa : } q &= 3(p' - 0,17) \end{aligned} \right\} \quad [\text{IV-22}]$$

Le chemin de contraintes comporte :

- Une partie élastique entre A et A', B et B', C et C' ;
- A partir de A', B' et C', il rentre dans le domaine plastique et aboutit en A'', B'' et C'' respectivement sur la LEC (Ligne d'Etat Critique).

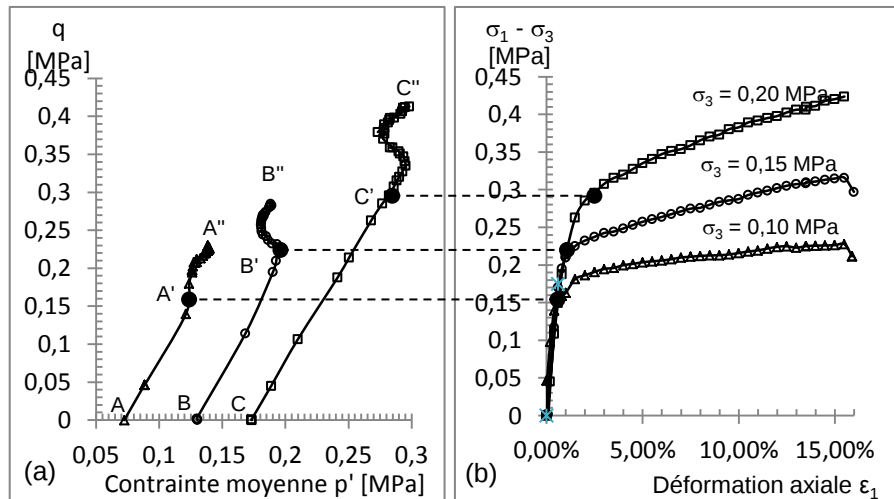


Figure IV-43 : Diagrammes $q' - p$ (a) et déviateurs – déformation axiale (b)

On observe donc l'écroûssage du matériau c'est-à-dire l'augmentation du domaine élastique avec la contrainte de confinement croissante de A' à C' en passant par B'. Ceci montre que la valeur du seuil de plasticité, ou la limite d'élasticité, évolue avec la sollicitation appliquée (en l'occurrence ici la σ_3). Cette modification du seuil de plasticité caractérise justement le phénomène d'écroûssage, ce qui est typique des matériaux à frottement interne. L'écroûssage ne modifie pas l'instant de la rupture; par contre, il agrandit le domaine d'élasticité et réduit la possibilité de déformations plastiques.

Les résultats expérimentaux pour la latérite de Kakanda sont présentés sur les figures IV-44-45-46 et 47 où l'on remarque aussi un comportement durcissant avec l'accroissement de la pression de confinement

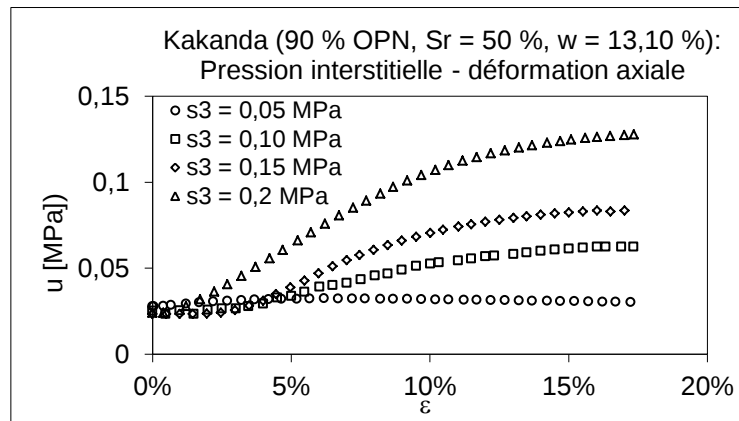


Figure IV-44 : Diagramme pression d'eau- déformation axiale (Kakanda)

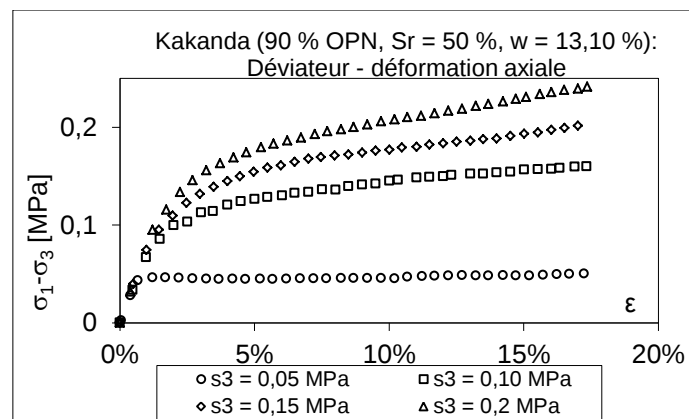
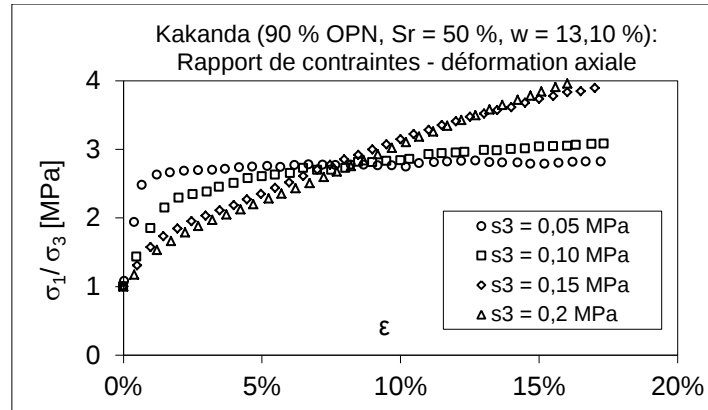
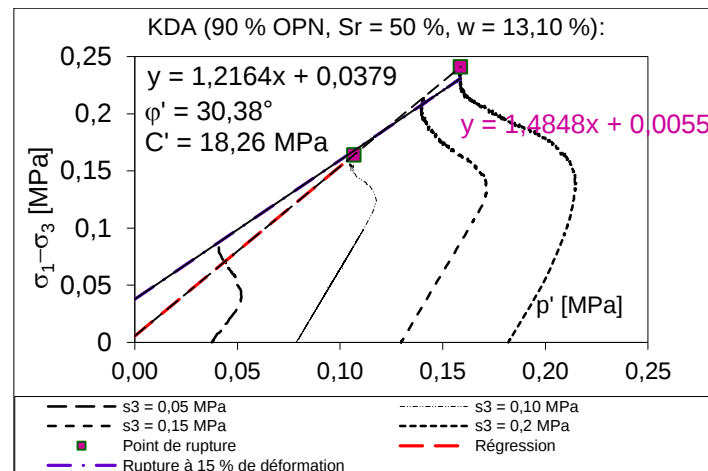


Figure IV-45 : *Diagramme déviateur-déformation axiale (28334/3)*Figure IV-46 : *Diagramme contraintes normalisées-déformation axiale*Figure IV-47 : *Diagramme déviateur-contrainte moyenne (Kakanda)*

Les paramètres de cisaillement de sols latéritiques ont été étudiés largement dans la littérature et plusieurs études ont démontré la sensibilité de sols latéritique à la dégradation sous chargement [135]. Le résultat des essais triaxiaux consolidés isotropes non drainés sur les éprouvettes de latérites de Kakanda et Kipushi reconstituées sous chargement triaxial monotone révèlent l'existence d'un comportement qui dépend du niveau de pression de confinement. Sur le diagramme de la figure IV-46 qui présente les contraintes normalisées en fonction de la déformation, on observe deux comportements aux faibles pressions de confinement (0,05 et 0,10 MPa) le rapport σ_1/σ_3 présente un seuil à partir duquel le palier plastique reste

constant (pas d'écrouissage), tandis qu'aux pressions de confinement élevées (0,15 et 0,20 MPa), aucun seuil n'est observé, le sol est durcissant.

Beaucoup de chercheurs se sont concentrés sur le comportement comme cela (Seed et Lee, 1996; Alba et al., 1981) qui se sont rapportés au sable saturé. Casagrande (1936) dans Konrad (1991) a supposé que l'évolution du comportement non drainé à la plasticité parfaite (l'état critique) correspond au développement d'une surface de charge et est seulement une fonction de la pression de confinement et de l'indice de vide initial.

Les trois échantillons de sols latéritiques (28334/03, 28850/01 et 28865/01) se comportent quelque peu de manière semblable. Le comportement est une fonction du niveau de la pression de confinement (σ_3'), et les paramètres de résistance cisaillement dépendent des paramètres d'état initiaux des éprouvettes. La contrainte déviatorique augmente fermement pour de grandes valeurs de σ_3' . Dans la suite, seulement un exemple des trois sols est présenté.

Modules de déformation

Différents types de modules de déformation peuvent être définis dans une étude géotechnique en particulier pour faire des choix constructifs pertinents. Le module de déformation est le rapport de la contrainte sur la déformation, c'est donc un paramètre qui lie le tenseur des contraintes au tenseur des déformations. Ce sont des paramètres dans plusieurs modèles de comportement.

Dans la zone élastique, le module atteint une valeur quasi indépendante du niveau de déformation. Les déformations sont, dans cette zone, très petites. C'est la raison pour laquelle le module est généralement qualifié de «maximal» ou «initial» : ($E_{\max}$, E_i ou E_0). Pour l'échantillon de Kipushi, les éprouvettes cisailées sous des contraintes de confinement σ_3 différentes soit 150, 200 et 300 kPa, montrent sur la figure IV-48 que ce module de rigidité maximum est aussi indépendant de la pression de confinement. $E_{\max}$ est d'environ 29,14 MPa. Par contre, dans les zones suivantes, le module diminue avec la déformation croissante sous même confinement σ_3 et il croît sous même déformation lorsque la pression latérale augmente.

Les courbes en partie monotone sont décrites par un module «sécant» G_{sec} (ou E_{sec}), défini par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel.

La figure IV-49 présente l'évolution du module de rigidité sécant à 5 % de déformation axiale en fonction de la contrainte de confinement pour l'échantillon de latérite de Kipushi.

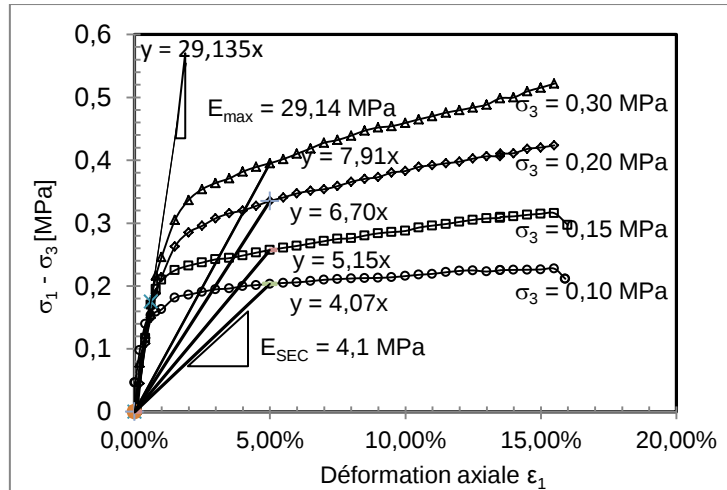


Figure IV-48 : Détermination des modules de rigidité maximum et sécants

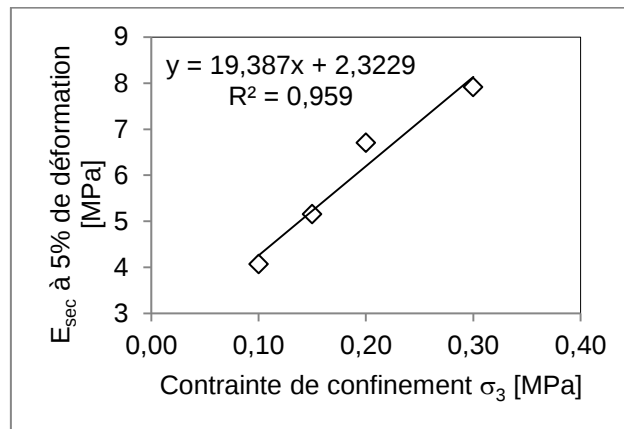


Figure IV-49 : Evolution du module de rigidité sécant en fonction de σ_3

L'analyse de ces résultats triaxiaux (figures IV-48 et IV-49) met clairement en évidence la dépendance du comportement vis-à-vis de la pression moyenne appliquée. Le module de cisaillement sécant calculé à 5 % de déformation axiale s'étend dans la gamme de 4,30 MPa à 7,91 MPa pour une plage de contrainte de confinement de 100kPa à 300kPa soit une pression moyenne initiale effective de 72,40 kPa à 292,50 kPa. La figure IV-49 indique que le module de rigidité sécant, sous même déformation, augmente linéairement avec la contrainte latérale.

IV.3.5. CONCLUSIONS SUR LA CARACTERISATION MECANIQUE

Les résultats de la caractérisation physique montrent bien la pertinence des paramètres géotechniques tels la granulométrie, les masses volumiques, les teneurs en eau massique, le degré de saturation, l'indice des vides et la porosité calculés des échantillons.

En effet, la latérite de Kakanda est très humide par rapport à celle de Kipushi (13,74%), la teneur en eau à l'optimum Proctor de Kipushi est même légèrement inférieure à la teneur en eau naturelle de la latérite de Kakanda : 16,51%. Il faudra bien analyser l'évolution de la teneur en eau et du degré de saturation avec le degré de compactage et le tassement. En effet, ces deux paramètres sont directement reliés à l'hydratation des matrices.

La littérature rapporte que l'évaluation des caractéristiques de consolidation des argiles tropicales, sur la base de la théorie de consolidation de Terzaghi s'est révélée utile dans la prédiction du tassement de structure (Vargas, 1953 ; Lumb, 1962 ; MacKechnie, 1967 et Ruddock, 1967 dans Gidigasu, 1976). L'expérience a montré que la diminution de l'indice de vide avec la pression normale appliquée aux argiles résiduelles suit la même loi qui dirige le phénomène de consolidation pour des argiles sédimentaires (Vargas, 1953). Vargas a aussi rapporté que la pression de préconsolidation de Casagrande est quelque peu semblable ; c'est-à-dire jusqu'à une certaine charge, la diminution de l'indice de vide par consolidation est très petite, après que la charge appliquée excède cette limite, la relation entre l'indice de vide et la pression appliquée suit la loi de consolidation. Nos recherches ont montré que, sous de faibles contraintes normales, les sols latéritiques sont relativement incompressibles tandis qu'à haute pression le changement de volume observé est considérable. Un phénomène semblable est décrit par Castro (dans Konrad, 1991), qui définit alors plusieurs domaines avec une zone transitoire représentant le comportement élastoplastique dans le plan ($\log \sigma_v - e$).

L'analyse des résultats expérimentaux qui précèdent montre que, pour le même type et la même nature de sol sous le même état de des contraintes, tous les paramètres de compressibilité (E_{oed} , C_c , C_g ou C_s et σ_p') et de résistance au cisaillement (C , C' , ϕ et ϕ') évoluent avec l'accroissement des contraintes effectives en fonction des paramètres d'états initiaux. Des éprouvettes écrouies, sous une compression œdométrique à chargement par palier croissant ont des surfaces de charges qui se déplacent vers des contraintes élevées, et des contraintes de préconsolidation élevées évoluant avec l'état de compacité, ce qui a pour conséquence positive l'augmentation du domaine surconsolidé où les tassements sont moindres et presque instantanés.

Quant aux paramètres de consolidation, les analyses de nos échantillons latéritiques révèlent que la théorie de TERZAGHI conduit à surestimer la vitesse de consolidation pour ce sol. La conductivité hydraulique k varie avec la contrainte effective et décroît avec l'augmentation de celle-ci, la courbe représentative de cette variation dans un diagramme semi-logarithmique peut être assimilée à une droite durant la phase normalement consolidée. Pendant la phase surconsolidée, tant que $OCR < 2$, la perméabilité du sol ne varie pratiquement pas et sa valeur reste proche de celle obtenue sous la contrainte de préconsolidation σ_p' .

Les coefficients de consolidation et de compressibilité diminuent avec l'accroissement de la contrainte effective dans la phase normalement consolidée et restent presque constants lorsque le sol est surconsolidé. Pour ce sol à l'état surconsolidé, on constate que la valeur du coefficient de consolidation décroît faiblement avec la contrainte effective.

Enfin, les résultats des essais œdométriques en fonction des états initiaux de compactage montrent que :

- la compressibilité du sol diminue lorsque le degré de compactage augmente: le compactage rend le sol plus «rigide» (figures IV-26 et IV-27);
- la pression de préconsolidation augmente quand le degré de compactage augmente: la pression de compactage rend la surface de plasticité plus grande (figure IV-26).

Les observations expérimentales obtenues lors des analyses sous sollicitations triaxiales monotones de cisaillement doivent permettre d'orienter le choix vers un modèle de comportement adapté au matériau latéritique

Les tests de résistance au cisaillement effectués dans cette recherche ont essayé d'établir, utilisant des essais triaxiaux conventionnels des paramètres de cisaillement, fiables pour les sols latéritiques. Sur base des données disponibles de cette étude, l'observation principale peut être formulée comme suit: le comportement non drainé des sols latéritiques dépend de la pression de consolidation et de la densité sèche initiale.

Chapitre V

APPROCHE COMPORTEMENTALE EN COMPRESSIBILITE ET EN CISAILLEMENT DES LATERITES COMPACTEES

V.1. INTRODUCTION

Dans la pratique de rehaussement des digues de retenue des rejets miniers au Katanga, deux approches essentielles de conception sont appliquées :

- rehaussement amont (cas des digues de Kakanda) ;
- rehaussement aval (cas de la digue de Kipushi)

Il est évident que la deuxième méthode, en plus de toutes les précautions spéciales qui s'imposent pour se prémunir contre les effets préjudiciables de l'instabilité du talus aval, nécessite un apport considérable de volume du remblai. La première méthode exige une bonne estimation du confinement de la boue qui constitue l'assise du matériau d'apport sur le parement amont et des précautions adéquates pour un meilleur compactage, car les matériaux d'apport non saturés seaturent au fur et à mesure de leur mise en place et de remonté des effluents dans le bassin.

Le dimensionnement des ouvrages de génie civil construits avec des sols non saturés ou sur ces derniers justifie l'intérêt que peut avoir l'implantation de la mécanique des sols non saturés dans la pratique de la géotechnique. Selon Fredlund D.G. (2000) [51], la difficulté de l'introduction de la mécanique des sols non saturés dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques, suite au coût excessif des essais, pourrait être réduite en corrélant les caractéristiques physiques et hydriques des sols (granulo-plasticité,...) à la courbe de rétention d'eau du sol.

Par ailleurs, le changement de l'état hydrique du sol peut provoquer, outre le gonflement et le retrait dans la fraction argileuse du sol, l'effondrement (diminution des paramètres de résistance) dans les limons et la fraction grenue. Et les sols latéritiques utilisés dans les digues sont des matériaux présentant un fuseau granulométrique très étalé avec des fractions importantes de sables, de limons et d'argiles. Les propriétés hydromécaniques d'un sol compacté étant fonction de la nature, de la compacité et de l'état hydrique, il s'avère donc opportun d'étudier l'influence

de la compacité et de l'état de saturation sur les propriétés mécaniques et hydriques.

Dans cette partie expérimentale, nous tenons compte de l'influence de l'état de saturation, de la compacité et de la pollution sur les paramètres de compressibilité œdométrique (paramètres de tassement) et de résistance au cisaillement. Nous nous intéressons en particulier à la dépendance de l'état de compressibilité de la latérite (caractérisé par son indice de compressibilité) et de son état de saturation en eaux déminéralisée d'abord et en eau polluée par la suite.

Nous analysons donc l'évolution des paramètres de compressibilité et de résistance en fonction de la transition de l'état non saturé à l'état saturé sans avoir réalisé les essais à succion contrôlée, succion qui existe dans l'état non saturé, mais des essais classiques en variant le degré de saturation (la teneur en eau) sous une compacité bien définie (100%, 95%, 90%, 85% OPN,...) de l'Optimum Proctor Normal.

La détermination de la courbe de rétention du matériau a permis de corrélérer la succion initiale des éprouvettes en fonction de leur saturation initiale et l'étude du comportement hydromécanique en fonction de différents chemins de contrainte suivis. L'influence chimique du liquide percolant la matrice du sol latéritique sur la courbe de compressibilité œdométrique du sol a été plus particulièrement étudiée.

Le travail expérimental est complété par une modélisation du comportement observé, qui se propose de dériver une relation analytique entre les paramètres de compressibilité et l'état de saturation en fonction de la contrainte appliquée d'une part et de la chute du module de déformation et de résistance entre l'état non saturé et l'état saturé.

V.2. COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE

V.2.1. INTRODUCTION

La caractérisation du comportement hydromécanique du matériau est réalisée à partir d'un nombre d'essais important. L'étude de l'influence de la densité et de la teneur en eau initiales et par ricochet de la succion initiale des spécimens est effectuée sous différentes contraintes mécaniques en compression isotrope. De plus, les cycles de chargement/déchargement sont réalisés sous saturation, ce qui suppose une succion nulle. Les courbes obtenues servent de support à la détermination d'un certain nombre de paramètres mécaniques du sol. A partir de ces résultats, une interprétation de l'influence du poids volumique sec et du degré de saturation sur le comportement hydromécanique du matériau étudié est proposée. L'analyse

de la susceptibilité des latérites à l'effondrement se fait dans le chapitre suivant.

V.2.2. COMPORTEMENT HYDRIQUE ET COURBE DE RETENTION

Dans une digue en construction, les matériaux sont mis en place par compactage dans un état partiellement saturé, et une fois en service, les matériaux sont imbibés suite à la montée du niveau des effluents dans le bassin de rétention: ils évoluent donc de l'état partiellement saturé à l'état saturé. Pour analyser l'influence de la succion initiale qui est fonction du degré de saturation initiale du matériau lorsqu'il est mis en place, sans faire recours aux essais avec contrôle ou imposition de la succion, nous avons établi les courbes de rétention des sols latéritiques de manière à estimer la succion initiale du matériau par corrélation.

V.2.2.1. Courbe de rétention d'eau du sol latéritique.

En effet, la courbe de rétention d'eau du sol est l'une des propriétés hydriques importantes des sols non saturés. La connaissance de la courbe de rétention d'eau du matériau permet d'obtenir la succion à partir de la teneur en eau. Nous avons utilisé deux méthodes pour déterminer la courbe de rétention : la marmite à pression et la méthode du papier filtre décrite au point II.4.1.2 en utilisant les corrélations proposées par Amraoui, 1996, pour la courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42.

V.2.2.1.1 Dispositif expérimental : Bac à sable et Marmite à pression :

Nous avons utilisé pour cette expérimentation, le dispositif expérimental du laboratoire de physique du sol de l'unité de Génie Rural de l'UCL. Celui-ci est composé de trois entités :

- le bac à sable qui est utilisé pour des mesures de plus faibles suctions dans une gamme allant de 0 à quelques dizaines de centimètres ;
- la casserole basse pression pour des mesures des suctions intermédiaires ;
- la casserole ou marmite haute pression pour les suctions les plus élevées.

Le système du bac à sable se compose de 5 éléments distincts (figure V-1) :

- Le bac à sable contenant une couche de sable sur lequel viennent se poser un voile de nylon et les échantillons de sol (1) ;
- Un panneau de contrôle avec les différentes vannes permettant de faire monter ou descendre les niveaux d'eau (2) ;
- Un réservoir d'eau placé au-dessus de tous les autres éléments permettant d'alimenter en eau le système (3) ;
- Un petit réservoir mobile qui permet de faire monter ou descendre le niveau d'eau dans le bac à sable (4) ;

- Une pompe à vide permettant de vidanger le système

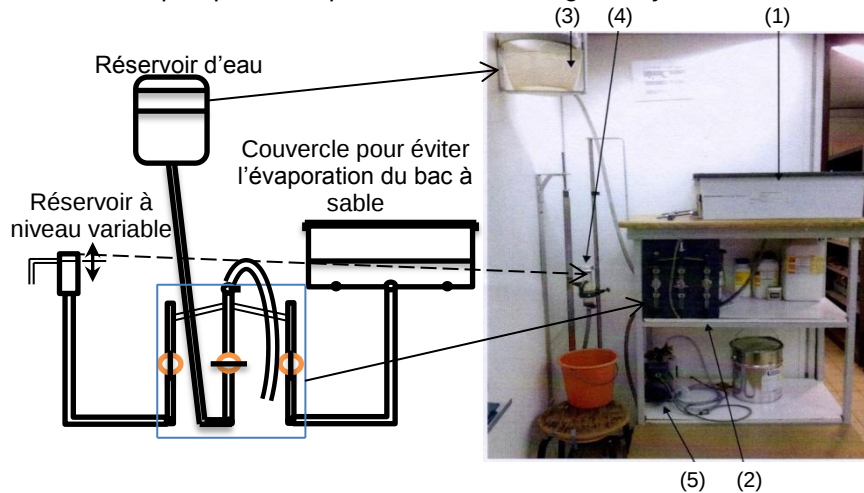


Figure V-1 : Vue générale du système du bac à sable

Ce système consiste en un bac en céramique (évier) rempli de sable dont la granulométrie est connue. La granulométrie du sable détermine la succion maximale qui peut être appliquée aux échantillons de sol. Le fond du bac est relié à un système de tuyauterie (drainage), lui-même relié à un petit réservoir mobile. En ajoutant de l'eau (robinet n°2) au bac à sable via le réservoir d'eau placé au-dessus du système, il est possible d'obtenir un équilibre (principe de vase communicant) entre le point haut du niveau du sable et le petit réservoir muni d'un trop-plein. Les échantillons de sol dans les kopeckis sont placés à la surface du sable. En faisant descendre la hauteur du petit réservoir, on exerce une succion sur l'échantillon. La position de ce niveau détermine la succion exercée sur les échantillons. La succion maximale qui peut être appliquée correspond au point d'entrée d'air du sable. Au-delà de ce point, l'air pénètre dans le système et le continuum d'eau est rompu. Un système de drainage est disposé au fond de l'évier pour permettre l'évacuation de l'eau lors de l'essai, il permet également de faire monter le niveau d'eau de façon uniforme dans le bac à sable en ouvrant le robinet n°2 (réservoir supérieur) tout en faisant monter le petit réservoir mobile de mise à niveau.

La position du petit réservoir à niveau variable (ligne du trop-plein) permet de définir la succion sur les échantillons lorsque le niveau est en dessous du niveau du sable ou en pression si la position du petit réservoir est au-dessus du niveau du sable. La hauteur d'eau du niveau de référence (petit réservoir) doit rester constante, malgré un apport d'eau de la part des échantillons. Ce niveau de référence doit donc être équipé d'un trop-plein qui évacue l'apport d'eau supplémentaire et maintient ainsi la hauteur d'eau constante.

La figure V-2 ci-dessous présente la marmite basse et haute pressions pour des suctions intermédiaires et très élevées respectivement. Pour la gamme de suctions intermédiaires, les échantillons sont posés sur une plaque poreuse saturée. Une pression est exercée au-dessus de cet échantillon afin d'appliquer une succion en dessous de l'échantillon, l'eau est donc évacuée par le bas au travers de la plaque poreuse. Pour des suctions élevées, le même dispositif (figure V-2) est utilisé, le principe est exactement le même que pour la chambre à pression basse.



Figure V-2 : Dispositif des casseroles à pression

Toutefois, les pressions étant plus élevées, les pores « structuraux » sont tous vides, seuls les pores « texturaux » sont concernés. Afin d'accélérer le processus, les échantillons utilisés sont donc déstructurés. La procédure est identique à celle pour les pressions intermédiaires, si ce n'est que le matériel est capable de subir des pressions de l'ordre de 13 [bar].

Les pores structuraux résultent de l'activité biologique et de mécanismes physiques (phénomènes de retrait-gonflement au cours des alternances de dessiccation-humectation). Ces pores structuraux (ou « macropores ») forment un réseau de tubes et fissures plus ou moins continus et interconnectés dont les tailles sont très variables (de $0,1 \mu\text{m}$ à plusieurs mm). Par contre les pores texturaux résultent de l'assemblage des particules élémentaires d'argiles, de limons, de sables, et de matières organiques, formant des agrégats, et en premier lieu des microagrégats argileux contenant des « micropores » de taille comprise entre quelques nm et quelques dixièmes de μm [39], [136].

✍ **Préparation des éprouvettes et analyse**

Pour avoir un nombre suffisant de points expérimentaux, et parce que le dispositif le permettait, dix éprouvettes de poids volumiques γ_n et teneurs en eau w différents ont été confectionnées. Le Tableau V-1 donne les caractéristiques réelles des dix échantillons. Le sol séché à l'air libre a été humecté d'une certaine masse d'eau calculée pour avoir la teneur en eau désirée et conservé dans des sachets plastiques bien fermés. Après une homogénéisation de 48 heures, le sol est introduit et compacté dans des cylindres métalliques appelés « kopeckis », d'un volume de 100 [cm³].

Tableau V-1 : *Caractéristiques des éprouvettes pour la courbe de rétention*

N° éprouvette	γ_n [kN/m ³]	w [%]
1	18,68	23,29
1'	19,11	23,29
2	19,44	18,18
2'	19,82	18,18
3	18,98	19,88
3'	18,98	19,88
4	18,42	13,40
4'	18,41	13,40
5	19,63	22,75
5'	18,16	22,75

✍ **Bac à sable : Faibles suctions**

Il permet d'appliquer à l'échantillon des suctions allant de 0 à 70 [cm] de colonne d'eau. La procédure suivante est effectuée pour chaque palier de succion :

1. Le système est mis à saturation.
2. Les échantillons dans les kopeckis sont plongés dans l'eau pour les saturer.
3. Une fois la saturation effectuée, les échantillons sont pesés.
4. La succion désirée est appliquée. La valeur de la succion moyenne correspond à la distance verticale entre le milieu de l'échantillon et le sommet de la lame pendante.
5. L'échantillon est pesé après un certain nombre de jours de succion appliquée.
6. La procédure est effectuée à partir de l'étape 4 pour toutes les suctions désirées.

Nous avons appliqué des paliers de suctions en progression logarithmique, ce qui consiste à appliquer des suctions en pF croissant de façon relativement linéaire, car :

$$pF = \log(P) \quad [V-1]$$

avec P la pression en [hPa]. Donc une pression de 1 bar (1000 hPa) correspond à un pF de 3.

Le Tableau V-2 présente les valeurs à mesurer avec le dispositif du bac à sable pour la détermination des points de la courbe de rétention jusqu'à un pF de 1,85.

Tableau V-2 : *Succions appliquées à l'aide du dispositif du bac à sable*

pF	Hauteur de succion [cm]	Pression [bar]	Temps d'équilibrage [jour]
0	-1,0	0,001	6
0,46	-3,0	0,003	5
1,00	-10,2	0,010	5
1,42	-27,0	0,028	5
1,85	-72,5	0,070	5

✍ **Casseroles basse et haute pressions: succions moyenne et élevée**

La procédure pour chaque palier de succion est la suivante :

- 1 Les pores des plaques poreuses sont saturés en forçant le passage de l'eau. Pour cela, les plaques sont placées dans une bassine remplie d'eau et la sortie de la coupelle est connectée à une pompe à vide durant plusieurs heures.
- 2 Les échantillons de sol sont saturés en les laissant s'équilibrer avec une nappe d'eau.
- 3 Les différents kopeckis sont placés sur la plaque.
- 4 La pression effective désirée est appliquée et le système s'équilibre le temps nécessaire (Tableau V-.3).
- 5 L'échantillon est pesé.
- 6 Une fois toutes les manipulations/succions terminées, l'échantillon est placé à l'étuve afin de le faire sécher (48 heures à 105°C pour un échantillon de 100 [cm³]), et l'échantillon sec est pesé.

Tableau V-3 : Succions appliquées à l'aide du dispositif de la marmite à pression

pF	Pression [bar]	Temps d'équilibrage [jour]
2,5	0,316	7
3,0	1,000	7
3,5	3,162	7
4,0	10,000	7

✍ **Résultats et interprétations**

A l'aide des masses pesées après chaque palier de pF connu, et en connaissant les volumes (les masses volumiques), il est possible de construire la courbe de rétention, en exprimant la pression en progression logarithmique en pF en fonction de la teneur en eau volumétrique θ . Les courbes ainsi construites sont visibles sur la Figure V-3.

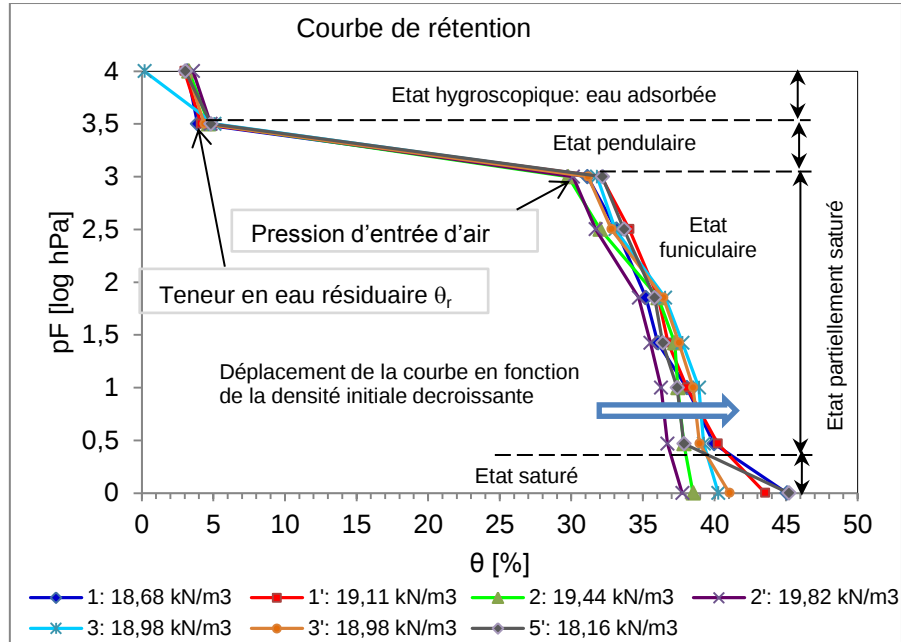


Figure V-3 : Courbes de désorption du sol latéritique de Kipushi

A la plus faible succion ($pF < 0,5$ = hauteur de succion < 3 [cm] $< 0,3$ [kPa]), la teneur en eau doit correspondre plus ou moins à la teneur en eau à saturation θ_{sat} . Cette valeur est liée à la porosité du matériau, "n". Cette porosité peut être calculée par la relation de l'Équation V.2

$$\theta_{sat} \approx n = 1 - \frac{\rho_k}{\rho_s} \quad [V-2]$$

où ρ_k est la masse volumique sèche, calculée à l'aide de la masse sèche dans le kopecski de 100 cm^3 et ρ_s , la masse volumique spécifique des particules, $\rho_s = 2,738 \text{ [gcm}^{-3}\text{]}$.

La différence entre la teneur en eau mesurée au premier palier et la teneur en eau à la saturation calculée théoriquement θ_{max} (pour une succion nulle) est en moyenne de plus ou moins 2 [%], ce qui signifie que les échantillons ont été assez bien saturés avant le début de l'essai.

Au cours de la dessiccation, l'évolution simultanée de la saturation, de la teneur en eau et de la succion, met en évidence l'existence d'un domaine saturé ou très proche de la saturation à succion non nulle, ce qui correspond à l'état partiellement saturé défini par Aitchison (1959). La succion s_{air} , à partir de laquelle l'air commence à pénétrer dans le sol (cfr. Figure II.10), est la pression d'entrée d'air enregistrée pour ce sol à 100kPa soit un pF de 3. A des teneurs en eau faibles, l'eau interstitielle est principalement sous forme de couches minces sur les surfaces de particules, c'est l'état hygroscopique

(figures II-4-(1) et V-3) où les effets de la succion sont gouvernés par la surface spécifique de sol (propriété colloïdale). A des succions faibles correspond l'état funiculaire (*figure V-3; II-4-(3), II-3*), où le mécanisme dominant devient la succion capillaire gouverné principalement par le type de particule, la structure et la distribution de pores

Dans la zone funiculaire la teneur en eau ne varie pas beaucoup jusqu'à une succion de pF de 3, c'est-à-dire une succion de 1 [bar]. A partir de cette valeur qui correspond à la pression d'entrée d'air pour le sol latéritique de Kipushi, θ_e diminue fortement, pour se stabiliser autour de 3 à 4 [%]; cela représente la teneur en eau résiduelle, θ_r .

Dans une modélisation numérique, ces paramètres sont nécessaires pour évaluer le comportement hydrique de la digue. Cette courbe de rétention va nous permettre dans la suite, d'analyser l'influence de la succion initiale des éprouvettes sur les caractéristiques mécaniques, sans recours aux essais à succion contrôlée. En effet ces essais coûtent cher et sont très longs, et donc à l'aide de la courbe de rétention, en appliquant simplement une teneur en eau déterminée, on applique indirectement la succion correspondante sur la courbe.

Nous avons également observé, en fonction de la densité initiale de l'éprouvette, le déplacement de la courbe de désorption. Cette dernière se déplace vers la droite (teneur en eau croissante) lorsque la densité initiale de l'éprouvette décroît dans la zone funiculaire (état partiellement saturé). Cependant, ce déplacement n'affecte pas toutes les caractéristiques de la courbe de rétention à savoir la pression d'entrée d'air et la teneur en eau résiduelle, seule la teneur en eau à la saturation augmente dans le sens du déplacement de la courbe, et diminue dans le cas contraire. Ceci est dû à l'augmentation de la porosité suite à la diminution de la densité.

V.2.2.1.2. Méthode du papier-filtre

Cette méthode est décrite au chapitre II, paragraphe II.4.2.1. Elle mesure directement la succion par pesée de papier filtre inséré dans des éprouvettes reconstituées. Elle permet de mesurer soit la succion totale quand le papier-filtre n'est pas en contact avec le sol, soit la succion matricielle lorsque le papier-filtre est en parfait contact avec le sol. (cfr. Chap. II.4.1.2.). Le principe de la méthode repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique la succion matricielle de l'échantillon de sol est identique au potentiel matriciel de l'eau du papier-filtre. Dans le cas du papier-filtre suspendu à l'intérieur de l'enceinte hermétiquement fermée dans laquelle l'échantillon est placé pour la mesure de la succion totale, l'échange d'eau entre le papier-filtre et l'échantillon s'effectue par diffusion de la vapeur d'eau.

✍ **Préparation des éprouvettes et analyse**

Pour quantifier ce potentiel, nous avons procédé de la manière suivante :

- le sol latéritique écrêté au 2 mm est séché à l'étuve puis humecté d'une certaine masse d'eau distillée calculée pour avoir la teneur en eau désirée et conservé dans des sachets plastiques bien fermés ;
- après l'homogénéisation de 48 heures, le sol est introduit et compacté dans l'anneau cylindre de 55,75 mm de diamètre et 19,65 mm de hauteur à 95, 90, 85, et 80 % de l'optimum Proctor normal ;
- trois papiers filtres secs sont insérés en sandwich entre deux éprouvettes, le papier-filtre destiné à la mesure de la succion matricielle se trouvant au milieu pour éviter la pollution par des particules de sol (figure V-4-(a));
- un autre papier-filtre est suspendu dans l'enceinte (succion totale) (figure V-4-(a));
- le tout est conservé dans une enceinte hermétique pour l'équilibre de la succion (figure V-4-(b)).

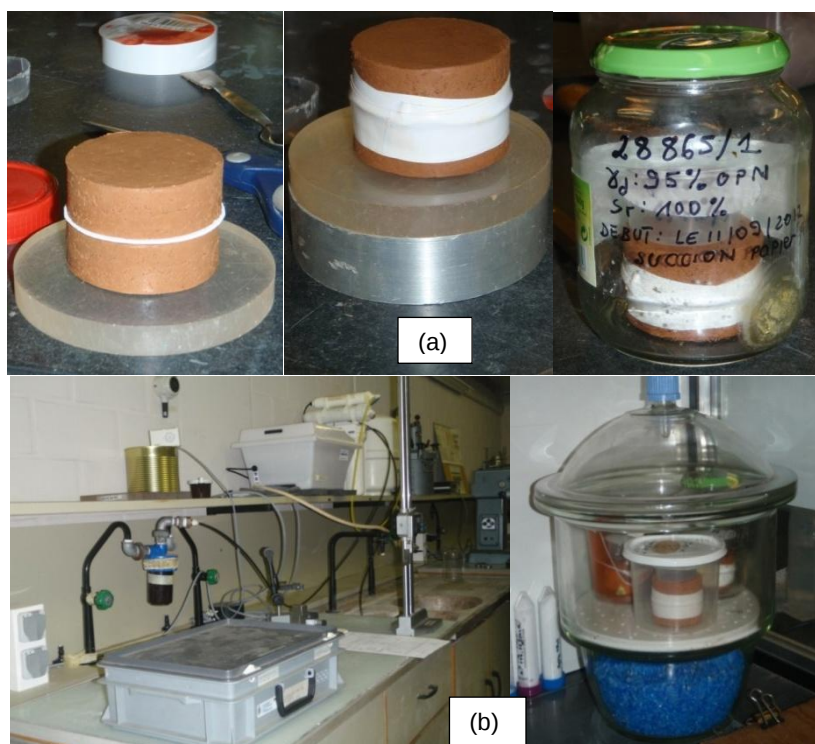


Figure V-4 : Préparation des éprouvettes pour la mesure de la succion par la méthode de papier-filtre.

✍ *Résultats et interprétations*

Nous présentons dans le tableau V-4 les paramètres initiaux des éprouvettes ainsi que les résultats obtenus. La figure V-5 reprend les courbes de rétention (suction matricielle) du sol latéritique de Kipushi, obtenues suivant trois calibrages différents sur chemin d'humidification.

Tableau V-4 : *Succion totale et succion matricielle de la latérite compactée selon le chemin d'humidification du papier-filtre*

Echantillon 28865/1 KIPUSHI	Sr [%]	Teneur en eau massique avant essai w [%]	Succion totale en pF ou logs calibrage Amraoui	Succion matricielle en Ψ [kPa] calibrage Amraoui	Succion matricielle Ψ [kPa] calibrage ASTM D-5298-94	Succion matricielle Ψ [kPa] calibrage Oliveira & Marinho
$\gamma_d = 16,50$ kN/m ³	100	22,8138	3,4573	17,8431	66,1878	10,7575
	75	17,1104	3,6705	248,593	665,904	96,7422
95% OPN	50	11,4069	3,9167	3146,55	3720,97	1081,98
	25	5,70346	4,5727	5733,70	6049,80	1914,76
$\gamma_d = 15,63$ kN/m ³	100	26,1081	2,83845	44,7981	165,031	18,9527
	75	19,5811	3,07614	63,6706	219,713	26,4793
	74,5	19,5810	3,12224	95,8663	306,574	39,0812
90% OPN	50	13,054	3,44483	321,968	821,96	123,727
	25	6,52702	4,17193	615,589	1393,12	229,202
$\gamma_d = 14,76$ kN/m ³	100	29,7899	2,1605	6,46006	31,39699	8,84995
	75	22,3424	2,8463	7,4814	38,4429	9,24273
	50	14,8949	3,0693	108,027	337,875	43,7829
85% OPN	40	11,9160	4,1086	344,030	867,52	131,778
	25					
$\gamma_d = 13,89$ kN/m ³	100	33,9319	1,7258	2,61182	5,68033	3,80073
	77,7	26,3617	1,8093	2,93345	6,29950	4,20181
	75	25,4490	1,9605	3,23270	6,86896	4,63782
80% OPN	50	16,9660	2,3334	6,28561	24,78391	8,6267
	25	8,4830	4,0523	78,53635	260,64070	32,3292

Nous avons donc déterminé la succion matricielle et la succion totale des éprouvettes préparées à différents poids volumiques et teneurs en eau initiaux en utilisant le papier-filtre Whatman n°42 initialement sec, pour nous

situer sur le chemin de mouillage. Les succions correspondantes sont calculées en utilisant les corrélations établies par Amraoui (1996) données par les relations (II-8) et (II-9), ASTM et Oliviera.

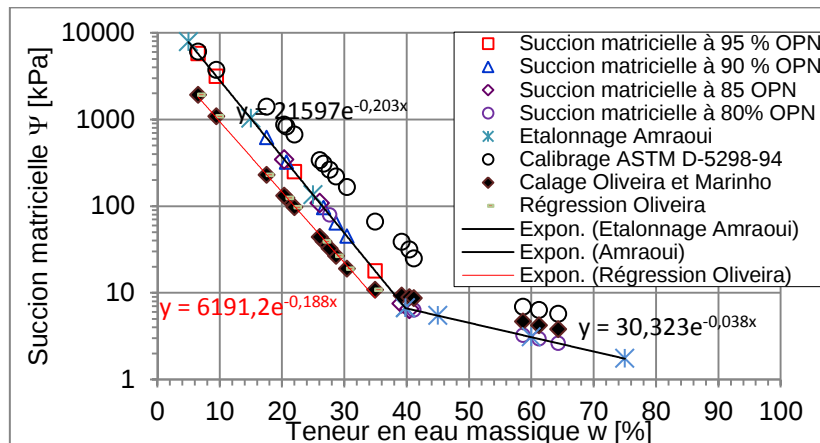


Figure V-5 : Succion matricielle de la latérite compactée selon le chemin d'humidification du papier-filtre (calage des valeurs à partir des corrélations d'Amraoui, Oliveira & Marinho et ASTM D-5298-94)

Les mesures de la succion matricielle des éprouvettes de latérite compactée présentées dans le tableau V-4 et sur la figure V-5 montrent des écarts non négligeables suivant les courbes d'étalonnage considérées. Quoique la méthode du papier-filtre soit facile à réaliser, elle pose néanmoins de problème d'imprécision et de choix du modèle de calage parmi tant de corrélations que propose la littérature.

En effet, lorsque nous interpolons les points testés sur la courbe d'étalonnage du papier-filtre Whatman 42, une imprécision d'une décimale implique une grande variation de succion. Ainsi, un pF de 3,5 équivaut à une succion de 316,23 kPa alors qu'un pF de 3,4 donne une succion égale à 251,19 kPa.

D'après la figure V-5 et le tableau IV-4, pour $w = 13,74 \pm 0,34$ % et $S_r = 64,74$ %, qui résument les paramètres initiaux lors du prélèvement de l'échantillon, nous pouvons estimer que le sol a une succion initiale comprise entre 1238 et 1420 kPa, selon la courbe d'étalonnage d'Amraoui. Ces valeurs de succion paraissent trop exagérées, surestimées par rapport aux valeurs que l'on peut tirer de courbe de rétention du même échantillon de latérite de Kipushi sur chemin de drainage obtenue par usage de la marmite à pression (145 à 160 kPa soit 9 fois plus petites). (Figure V-3). Cette différence des valeurs incite à comparer les valeurs de succion obtenues par la méthode de papier-filtre à celles obtenues par d'autres techniques de mesure.

Des erreurs expérimentales dues à l'utilisation d'une courbe d'étalonnage non appropriée pour les matériaux peuvent influencer sensiblement les résultats des analyses [137], [138]. La courbe d'étalonnage proposée par Oliveira et Marinho (2006) [58] nous donne des valeurs de succion matricielle, lors de l'échantillonnage, plus ou moins raisonnables variant entre 440 et 510 kPa. Ces valeurs sont comparables à celles déterminées par Oliveira, O. M. et Marinho, F. A. M. (2006) [58], sur un sable silteux non saturé compacté qui est utilisé comme matériau de construction pour une route dans le Nord de la France et dont nous reprenons le résultat sur la figure V-6.

L'auteur indique une concordance générale entre les valeurs de la succion matricielle mesurées sur des éprouvettes du sable de Parafita compactées, obtenues suivant l'étalonnage d'Oliveira et Marinho et celles résultant de plusieurs autres méthodes (Tensiomètre, technique osmotique,...) utilisées par Fleureau et al. (2002) [139] sur le même matériau.

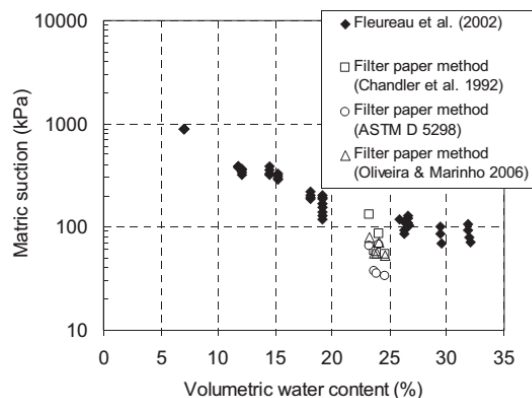


Figure V-6 : *Succion matricielle mesurée pour des éprouvettes compactées du sable de Parafita. [58]*

V.2.2.2. Mesure de la succion des éprouvettes du sol latéritique.

La méthode du papier-filtre présente donc des avantages d'être simple, moins coûteuse et pouvant mesurer la succion dans la gamme de 10 à 30000 kPa, alors que les autres méthodes sont limitées. Elle permet de mesurer en même temps la succion totale et la succion matricielle qui est une composante importante de la première. Ceci, toutefois reste évident à condition d'utiliser la bonne courbe d'étalonnage du papier-filtre appropriée aux matériaux.

Dans la suite du travail, nous estimons donc la succion initiale des éprouvettes soumises aux essais mécaniques en non saturé en utilisant la courbe d'étalonnage d'Oliveira et Marinho.

V.2.3. COMPORTEMENT MECANIQUE

Pour bien comprendre l'influence de la densité initiale et de l'état hydrique initial, c'est-à-dire la teneur en eau ou le degré de saturation et par ricochet la succion initiale des éprouvettes sur le comportement de ce matériau en conditions saturées, nous avons réalisé une série d'essais paramétrés. Au quatrième chapitre des essais œdométriques et triaxiaux saturés sont effectués sur des éprouvettes reconstituées avec des états initiaux du terrain. Dans la suite, nous réalisons des essais œdométriques qui simulent l'effondrement pour le comportement volumétrique et pour ce qui est du comportement déviatorique, nous avons effectué des essais triaxiaux non consolidés et non drainés (UU) à différentes teneurs en eau (degré de saturation) corrélées à la courbe de rétention du sol pour en estimer l'effet de la succion initiale qui diminue par la suite lorsqu'on évolue sur le chemin de mouillage. Le tableau V-5 donne un récapitulatif de l'ensemble des essais réalisés.

Tableau V-5: Récapitulatif des essais réalisés pour l'analyse du comportement

Type d'essai		Succion [MPa]		Contraintes [MPa]	
œdométri que Fraction < 2 mm	Saturé en eau distillée et polluée (cfr. Chap. IV et VI)	s = 0		0,0015 – 0,005 – 0,050 – 0,100 - 0,150 – 0,300 – 0,500 – 1,000 – 1,250 -0,300 – 0,150 – 0,050 – 0,005 -0,500 – 1,250 – 1,500 – 0,0015	
	Non saturé – puis saturé en eau démminéralisée et polluée (effondrement)	Dédution de s suivant la courbe de rétention	S _r = 10% S _r = 25% S _r = 50% S _r = 75% S _r = 100%		
œdométri que Fraction < 8 mm	Saturé en eau démminéralisée	s = 0		0,0015 – 0,005 – 0,050 – 0,100 - 0,150 – 0,300 – 0,500 – 0,750 - 0,500 – 0,300 – 0,150 – 0,005 - 0,300 – 0,500 – 0,005	
	Non saturé – puis saturé en eau démminéralisée (effondrement)	Dédution de s=f(w) en place suivant la courbe de rétention			
Perméabi lité Fraction < 2 mm	Non saturé – puis saturé en eau démminéralisée et polluée (chap. VI)	Dédution de s suivant la courbe de rétention	S _r = 25% S _r = 50% S _r = 75% S _r = 100%	0,02	
Triaxial Fraction < 2 mm	CU saturation en eau démminéralisée	Dédution de s=f(w) suivant la courbe de rétention		σ ₃	50 – 100 – 200 - 300
	CU saturation en eau polluée (chap. VI)				
Triaxial Fraction < 2 mm	UU en eau démminéralisée	Dédution de s=f(w) suivant la courbe de rétention		σ ₃	50 – 100 – 200 – 300
	CU en eau polluée (chap. VI)				

V.2.3.1. Description de la méthodologie

Pour l'analyse de la compressibilité des latérites et de leur susceptibilité à l'effondrement, nous avons utilisé, pour les essais œdométriques, la méthode de chargement par palier. Le programme expérimental inclut une première série d'essais à l'œdomètre sous saturation avec des états initiaux différents et une deuxième série d'essais œdométriques à sec. Une fois que la contrainte verticale maximale prévue pour chaque essai était atteinte, celle-ci était maintenue jusqu'à la stabilisation de la déformation verticale c'est-à-dire jusqu'au critère de fin palier retenu. Puis, toujours sous contrainte verticale constante, les éprouvettes étaient saturées avec de l'eau déminéralisée d'une part et de l'eau polluée d'autre part (cfr. Chap. VI). Les déformations induites par la saturation ont été suivies pendant une période de septante-deux heures, après quoi un dernier palier de chargement était appliqué avant déchargement.

Les contraintes verticales atteintes à la fin des différents essais sont équivalentes à des hauteurs de surcharges de remblais de l'ordre de 50 m à 65 m. La contrainte la plus faible, 5 kPa, est proche de la contrainte verticale totale in-situ à une profondeur de 30 cm correspondant à l'épaisseur d'une couche à compacter lors de rehaussement.

V.2.3.1.1. Méthode de préparation des éprouvettes

La préparation de toutes les éprouvettes utilisées par la suite dans les essais hydromécaniques a été réalisée en respectant toujours la même procédure de manière à améliorer la répétabilité entre les éprouvettes produites. Cette procédure a été définie à l'origine par Aboushook (1984), puis reprise par Guiras (1996). Elle comprend les étapes suivantes:

1. étuvage des matériaux ($t = 105^{\circ}\text{C}$) ;
2. broyage puis tamisage des matériaux ($< 2\text{mm}$ et $< 8\text{mm}$) ;
3. ajout de la quantité d'eau distillée nécessaire à l'obtention d'une teneur en eau initiale désirée, le matériau étant malaxé vigoureusement de manière à obtenir un mélange homogène tout en évitant la formation de mottes ;
4. conservation du mélange pendant 2 jours ou plus dans des récipients hermétiques placés dans une salle climatisée pour homogénéiser la teneur en eau au sein du matériau ;
5. compactage statique directement dans la cellule œdométrique ou dans un moule spécial. Le mode de compactage est similaire à celui retenu pour déterminer les caractéristiques de compactage de chacun des matériaux. Le compactage statique a été retenu car il permet d'obtenir des éprouvettes plus homogènes et une meilleure reproductibilité qu'avec le compactage dynamique (Romero, 1999; Tabani, 1999).

En effet, La norme belge explique qu' « *en présence de sols friables, il peut s'avérer nécessaire de compacter le sol directement dans la bague œdométrique. Il convient de réaliser des essais afin de déterminer le degré de compactage nécessaire pour obtenir la masse volumique désirée* ». Pour chaque essai, une teneur en eau w et un poids volumique γ_d ont été choisis. Le volume de l'anneau rigide étant connu, il est possible de calculer exactement la masse de sol et d'eau (deminéralisée ou polluée) à introduire dans cet anneau rigide pour avoir la teneur en eau massique w et le poids volumique apparent humide γ_h désirés. Afin de vérifier la répétabilité de la procédure expérimentale, le poids volumique sec et la teneur en eau massique d'une grande partie des éprouvettes produites ont été analysés a posteriori. Ces observations démontrent une bonne reproductibilité des éprouvettes.

Pour mettre en évidence l'évolution des propriétés hydromécaniques lors de la transition de l'état partiellement saturé des matériaux à l'état saturé, et aussi permettre d'analyser l'impact du degré de saturation ou de la teneur en eau (suction) et de la compacité initiaux sur les paramètres hydromécaniques, les éprouvettes ont été confectionnées en variant le degré de saturation (et/ou la teneur en eau) sous une compacité bien définie (100%, 95%, 90%, 85% OPN,...) de l'optimum Proctor normal.

Les éprouvettes sont confectionnées à partir des résultats de l'essai Proctor standard ou normal. Pour chaque densité sèche donnée (100%, 95%, 90%, 85%, de l'Optimum Proctor Normal), nous avons fait varier la saturation (100% ; 75%, 50% et 25% de S_r). Pour varier le degré de saturation initiale des éprouvettes soumises aux essais œdométriques et de cisaillement, nous avons d'abord déterminé le volume de vides dans chaque éprouvette partant du volume total de l'éprouvette et de sa porosité. La porosité comme d'ailleurs l'indice de vides sont deux paramètres qui caractérisent la part occupée par les vides dans le volume total. Les échantillons de latérite étant remaniés et reconstitués au laboratoire, le volume total a été déterminé par la méthode du moule. Ainsi nous avons considéré le volume de l'eau nécessaire pour remplir le volume de vides à 100, 75, 50 et 25%.

La campagne d'essais œdométriques et triaxiaux sur les deux types de latérites a comporté plusieurs séries d'essais entre les compacités faible (état lâche) et élevée (état dense) et les degrés de saturation faible (état non saturé : forte suction) et élevé (état saturé : faible suction), en utilisant d'abord de l'eau déminéralisée classiquement utilisée au laboratoire et ensuite de l'eau polluée (dans le sixième chapitre), qui est effectivement l'effluent liquide des bassins des digues de Kakanda et de Kipushi, lequel effluent est en interaction avec la latérite des corps des digues.

V.2.3.1.2. Choix des états à tester

La saturation d'un sol dépend de certaines caractéristiques, notamment sa teneur en eau ainsi que sa compacité. Elle est également liée à la succion comme le montre la courbe de rétention. Notre objectif étant d'étudier le comportement du sol soumis à différentes suctions initiales qui à leur tour sont liées aux saturations, nous proposons donc d'analyser l'effet de la succion sur les caractéristiques de compressibilité et de résistance au cisaillement du sol d'une manière détournée en tablant sur le degré de saturation.

Pour déterminer l'état initial des échantillons, on a procédé de trois façons :

- on fixe la densité et on varie la teneur en eau, ce qui implique la variation de la saturation, et donc de la succion : points (1, 4, 7, 10) ; (2, 5, 8, 11) et (3, 6, 9, 12) sur figures V-7 et V-8 ;
- on garde la saturation constante, et pour arriver à cet état, on varie en même temps la densité et la teneur en eau de façon à garder la saturation plus ou moins constante : points (1, 2, 3) ; (4, 5, 6) ; (7, 8, 9) et (10, 11, 12). Notons que le changement de la densité implique la variation de l'indice des vides et ce dernier paramètre influence la succion dans le sol ;
- on varie la densité et on garde la teneur en eau constante: points 9 – 10 sur la figure V-7.

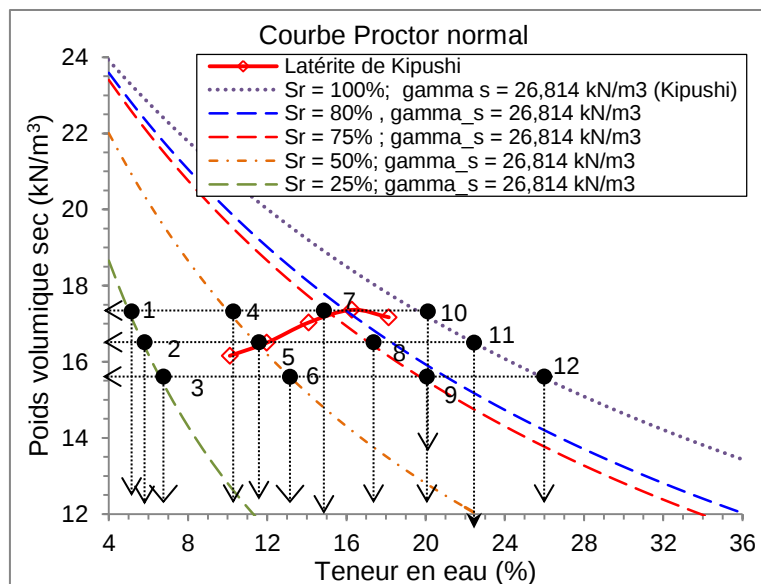


Figure V-7 : Diagramme Proctor normal et états à analyser pour le sol latéritique de Kipushi

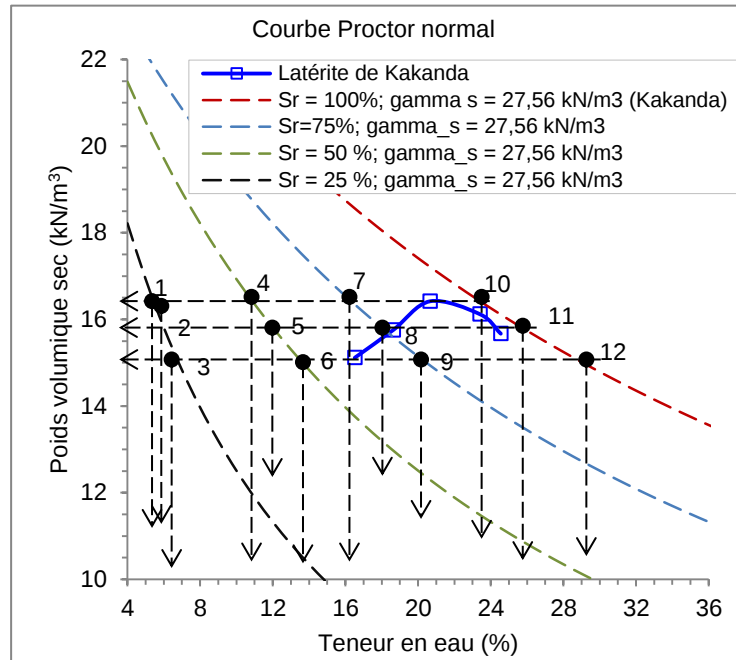


Figure V-8 : Diagramme Proctor normal et états à analyser pour le sol latéritique de Kakanda

Les états 1, 2 et 3 sont faciles à mettre en œuvre pour les essais œdométriques où le sol dans cet état sec est directement compacté dans l'anneau cylindrique de l'œdomètre, ce qui n'est pas faisable pour les essais triaxiaux, où l'éprouvette confectionnée doit être extraite du moule cylindrique

V.2.3.2 Compressibilité

V.2.3.2.1. Paramètres des éprouvettes avant essais

Les tableaux V-6 et V-7 présentent les états initiaux des différents essais effectués. Pour chaque échantillon, les valeurs suivantes sont choisies ou connues : teneur en eau w ; poids volumique sec γ_d ; et poids spécifique des particules γ_s .

A l'aide de ces valeurs, il est possible de connaître toute une série d'autres caractéristiques physiques du sol, qu'on retrouve dans les Tableaux V-6 et V-7 qui reprennent toutes les données des sols utilisées pour les essais. Un premier essai (N°0 dans ces tableaux) est réalisé avec les paramètres in-situ, c'est-à-dire dans les conditions de terrain lors de l'échantillonnage, comme dans le quatrième chapitre.

Les éprouvettes confectionnées pour les deux séries d'essais œdométriques S1 et S2, ont presque toutes les mêmes dimensions. Leurs diamètres varient entre 63,15 et 63,95 mm et leurs hauteurs entre 19,00 et 19,36 mm. Pour analyser l'influence de la granulométrie, une troisième série d'essais œdométriques a été mise en œuvre avec de gros œdomètres. Pour cette série appelée "S3", les diamètres des éprouvettes sont compris entre 124,60 et 124,85 mm et leur hauteur est de 50,08 mm. Les échantillons destinés à cette série d'essais étaient écrêtés aux tamis de 4 et 8 mm.

Tableau V-6 : *Caractéristiques initiales des éprouvettes pour la latérite de Kipushi (28865/1)*

Avec $\gamma_s = 26,81 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{effluent \text{ kipushi}} = 9,91 \text{ kN/m}^3$

N° Essai		γ_d [kN/m ³]	S _r [%]	ω [%]	n [%]	e ₀ [—]	ω_{sat} [%]	s [kN/m ²]
0		16,97	37,43	13,74	36,71	58	36,71	475,57
1	γ_d 100% OPN	17,36	100	19,85	35,24	54,41	19,85	146,08
2			75	14,89	35,24	54,41	19,85	380,83
3			50	9,92	35,24	54,41	19,85	994,75
4			25	4,96	35,24	54,41	19,85	2593,32
5			10	1,98	35,24	54,41	19,85	4611,88
6	γ_d 95% OPN	16,50	100	22,81	38,47	62,53	22,81	82,46
7			75	17,11	38,47	62,53	22,81	248,01
8			50	11,41	38,47	62,53	22,81	745,94
9			25	5,70	38,47	62,53	22,81	2226,26
10	γ_d 90% OPN	15,63	100	26,11	41,71	71,56	26,11	43,59
11			75	19,58	41,71	71,56	26,11	153,90
12			50	13,05	41,71	71,56	26,11	543,38
13			25	6,53	41,71	71,56	26,11	1914,84
14	γ_d 85% OPN	14,76	100	29,79	44,95	81,66	29,79	21,41
15			75	22,34	44,95	81,66	29,79	90,30
16			50	14,89	44,95	81,66	29,79	380,83
17			25	7,45	44,95	81,66	29,79	1603,04

Tableau V-7 : Caractéristiques initiales des éprouvettes pour la latérite de Kakanda (28334/3)

Avec $\gamma_s = 27,56 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{effluent kakanda}} = 9,81 \text{ kN/m}^3$

N° Essai		γ_d [kN/m ³]	S_r [%]	ω [%]	γ_n [kN/m ³]	n [%]	e_0 [–]	ω_{sat} [%]
0		15,11	55,38	16,51	17,61	45,10	82	29,11
1	γ_d	16,43	100	24,03	20,38	40,37	67,69	24,03
2	100%		75	18,02	19,39	40,37	67,69	24,03
3			50	12,01	18,41	40,37	67,69	24,03
4	OPN		25	6,01	17,42	40,37	67,69	24,03
5	γ_d	15,61	100	27,16	19,85	43,35	76,52	27,16
6			75	20,37	18,79	43,35	76,52	27,16
7	95%		50	13,58	17,73	43,35	76,52	27,16
8	OPN		25	6,79	16,67	43,35	76,56	27,16
9	γ_d	14,79	100	30,64	19,32	46,33	86,33	30,64
10			75	22,98	18,19	46,33	86,33	30,64
11	90%		50	15,32	17,05	46,33	86,33	30,64
12	OPN		25	7,66	15,92	46,33	86,33	30,64
13	γ_d	13,97	100	34,54	18,79	49,31	97,29	34,54
14	85%		75	25,90	17,58	49,31	97,29	34,54
15			50	17,27	16,38	49,31	97,29	34,54
16	OPN		25	8,63	15,17	49,31	97,29	34,54

V.2.3.2.2. Comportement œdométrique

Dans un premier temps nous allons définir les paramètres mécaniques de l'état saturé issus d'un essai de gonflement sous très faible pression puis chargement/déchargement œdométrique. Les éprouvettes compactées soumises à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse (0,0015 MPa), ont été saturées, et juste après le remplissage en eau de la cellule œdométrique, un premier palier de chargement faible de 0,005 MPa est appliqué. Une fois le gonflement est stabilisé sous ce palier, l'éprouvette a suivi un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations à chaque palier. Deux séries d'essais œdométriques ont été effectués à des teneurs en eau initiales et des poids volumiques secs initiaux repris dans les tableaux V-6 et V-7. La première série appelée "S1" est réalisée sous saturation à l'eau distillée, et la seconde série appelée "S2" qui intervient dans le sixième chapitre est effectuée sous saturation à l'eau polluée.) La figure V-9 ci-dessous présente quelques résultats de la série S1.

V.2.3.2.2.1. Influence de la densité et de la saturation initiales sur les paramètres de compressibilité

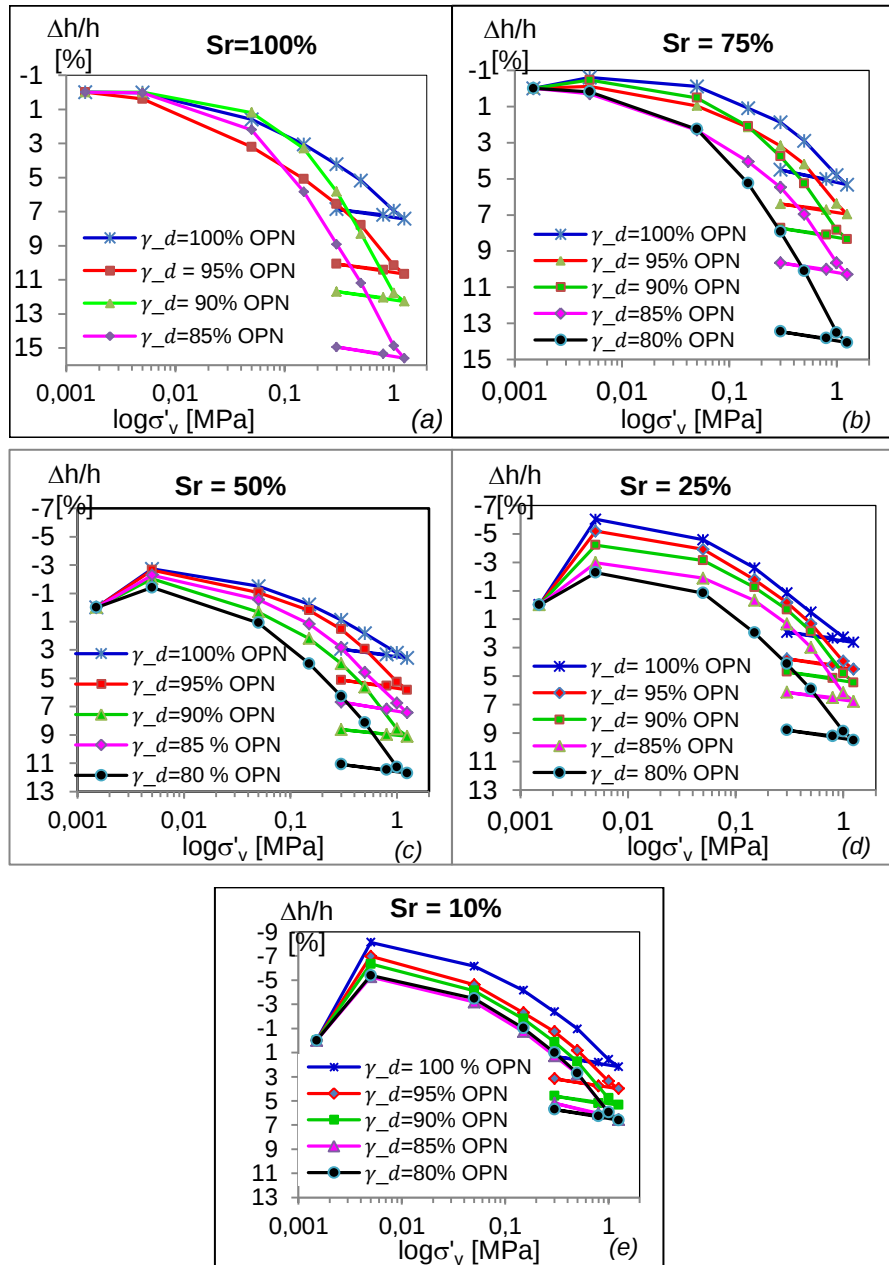


Figure V-9 : Courbes de compression œdométrique des latérites sous même degré de saturation (S_r) (Echantillon 28865/1)

Pour le même poids volumique sec initial, on remarque sur les graphes des figures V-10 a et b ci-dessous l'influence de l'état de saturation initiale du matériau. Plus la teneur en eau initiale est importante (suction faible), moins grand est le gonflement initial et plus le matériau se tasse.

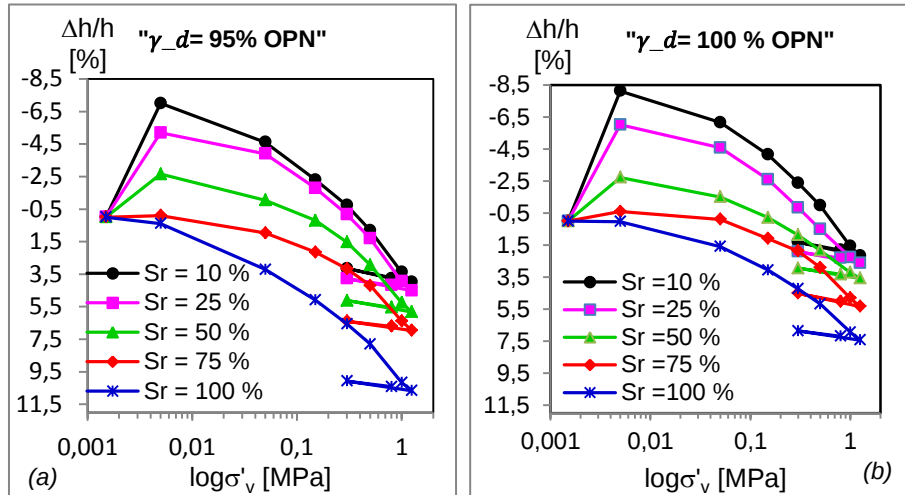


Figure V-10 : Courbes œdométriques des latérites sous même γ_d (28865/1)

Sous faibles contraintes (0,0015 à 0,005 MPa) et pour la même saturation initiale des éprouvettes, le potentiel de gonflement (ε_g), défini comme étant la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte quasi-nulle ou faible pendant sa saturation, augmente avec le poids volumique initial du matériau. Sous même degré de saturation le tassement diminue avec l'accroissement du poids volumique initial (figures V-9-a-b-c-d-e).

En regardant les gonflements initiaux sur les graphiques (b) à (e), il est constaté ce qui suit : plus le poids volumique sec est important et la teneur en eau initiale faible (forte suction), plus le gonflement initial est grand.

Pour les contraintes appliquées plus grandes que 0,05 MPa, sur des éprouvettes avec teneur en eau initiale faible ($S_r = 10, 25$ et 50%), les courbes suivent presque le même chemin et présentent la même allure.

L'ensemble des résultats permet de tracer la courbe de comportement normalement consolidé du matériau à l'état saturé dans le plan (indice des vides –contrainte verticale) sur les figures V-11 et V-12. Ces résultats montrent que les courbes comportementales présentent, pour des teneurs en eau initiales très faibles (fortes succions), trois branches distinctes, et pour des teneurs en eau initiale élevées (faibles succions), deux branches.

❖ Cas de faibles teneurs en eau initiale (suction élevée)

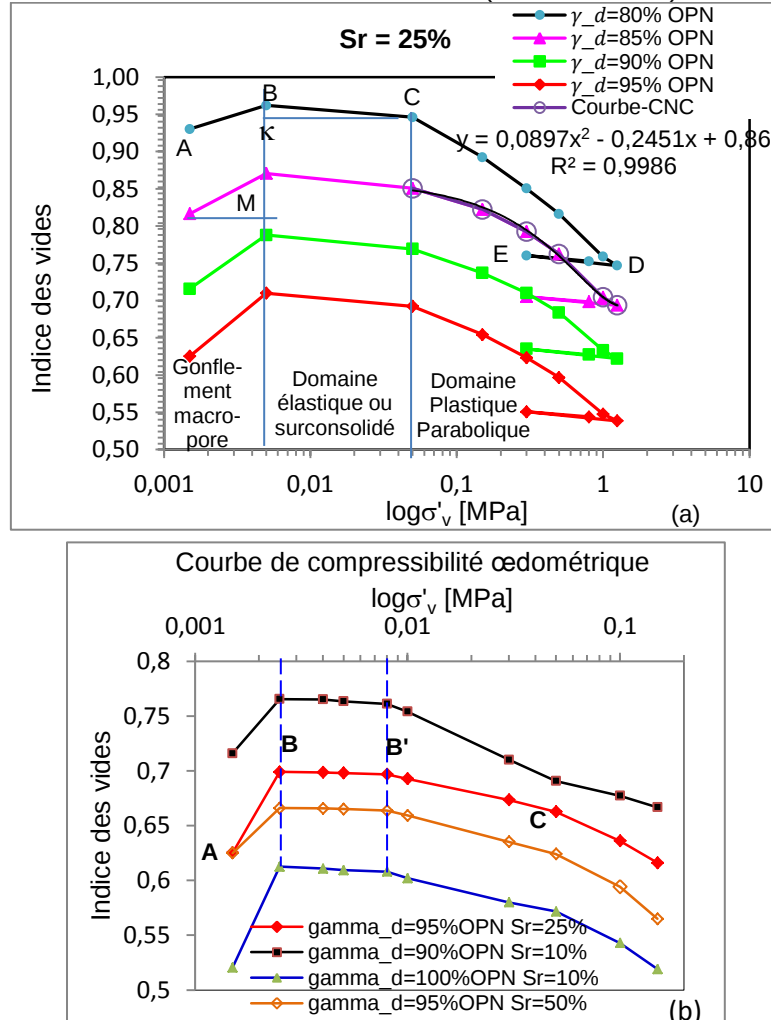


Figure V-11 : Courbes de compression œdométrique des latérites dans le plan ($\log \sigma'_v - e$) (Echantillon 28865/1)

Sur le plan (indice des vides – contrainte verticale) présenté sur la figure V-11, il est possible de ressortir les phases distinctes suivantes :

- Phase (A-B) de gonflement dû à la saturation sous faible chargement et dont la pente augmente avec le niveau de compacité croissante. Le sol présente un gonflement macrostructural gouverné par la pente macrostructurale (M). La pente linéaire du gonflement macrostructural prend des valeurs suivantes 32,26 ; 20,57 ; 15,43 et 9,14 pour les quatre poids volumiques secs initiaux considérés respectivement

(16,50 ; 15,63 ; 14,76 et 13,89 kN/m³). Le gonflement macrostructural est un gonflement physique qui exprime le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à atteindre un nouvel état d'équilibre. Bultel (2001) cité par Eric Boidy (2002) [35], affirme que «ce gonflement exprime la diminution de la succion (pression interstitielle négative, -u) jusqu'à son annulation », Il faut cependant remarquer qu'il s'agit d'un gonflement sous faible charge qui s'arrête au premier chargement, et non à l'annulation complète de la succion, car sur la figure V-11-(a) ce gonflement est limité au premier chargement à 0,005 MPa alors que sur la figure V-11-(b), il est limité sous 0,0025 MPa toujours au premier palier de chargement, le deuxième palier de chargement entraîne le tassement. La pression de gonflement (σ_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète.

Phase (B-C) : pour les contraintes plus élevées que la contrainte limite de gonflement, enregistrée ici au premier palier de chargement, point "B" à 0,005 MPa et à 0,0025 MPa (figures V-11-a et V-11-b), les échantillons présentent un comportement entièrement réversible sur le chemin (B-C). C'est la phase du comportement élastique linéaire qui traduit un comportement surconsolidé caractérisé par la pente élastique κ . La figure V-11-b confirme bien cette réponse du matériau, la pression de gonflement (σ_g) sous imbibition correspond à la première contrainte appliquée, soit $\sigma_v = 0,0025$ MPa. Cependant l'on observe que sous cette contrainte de 0,0025 MPa, le gonflement atteint est le même que celui observé sous la contrainte de 0,005 MPa (premier chargement sur la figure V-11-a), l'indice de vide passe de 0,625 à 0,70 au premier chargement ($\gamma_d = 95\%$ OPN ; $S_r = 25\%$). De B à B' (figure V-11-b) l'indice de vide reste constant jusqu'en B' sous 0,008 MPa. A partir de B' il décroît d'une manière linéaire jusqu'en C. La phase BC est bien un comportement linéaire.

- Phase (C-D) : Au-delà du point C, le comportement n'est plus linéaire, les déformations plastiques lors de la phase de chargement suivent une courbe qu'on peut qualifier de courbe du comportement normalement consolidé. Les courbes de compression prennent toutes l'allure parabolique de cette courbe quel que soit l'état initial du sol. La courbe de comportement normalement consolidé (CNC) est présentée par l'équation :

$$e = \alpha(\log \sigma'_v)^2 + \beta(\log \sigma'_v) + e_{\sigma_p} \quad [V-3]$$

dans la quelle α et β sont deux paramètres caractéristiques de la loi parabolique qui se déterminent expérimentalement, σ'_v la contrainte normale effective et e_{σ_p} l'indice des vides correspondant à la

contrainte de préconsolidation. Les paramètres α et β dépendent de l'état initial de l'éprouvette.

Dans le cas d'espèce, si nous considérons la courbe comportementale œdométrique à 25% de saturation, pour l'éprouvette compactée à 85 % de l'optimum Proctor Normal, c'est-à-dire avec un poids volumique sec initial de $14,76 \text{ kN/m}^3$, $\alpha = 0,0897$, $\beta = -0,2451$ et sous la pression de préconsolidation de $0,05 \text{ MPa}$, $e_{\sigma_p} = 0,861$.

Ce modèle parabolique permet d'approcher les résultats expérimentaux dans le domaine plastique.

- Phase (D-E) : déchargement mécanique, la pente $\kappa_{\text{déchargement}}$ est presque égale à la pente élastique κ .

Dans le plan $(\sigma'_v - e)$ (figure V-12), l'expression de la courbe du comportement normalement consolidé devient :

$$e = \alpha(\sigma'_v)^2 + \beta(\sigma'_v) + e_{\sigma_p} \quad [\text{V-4}]$$

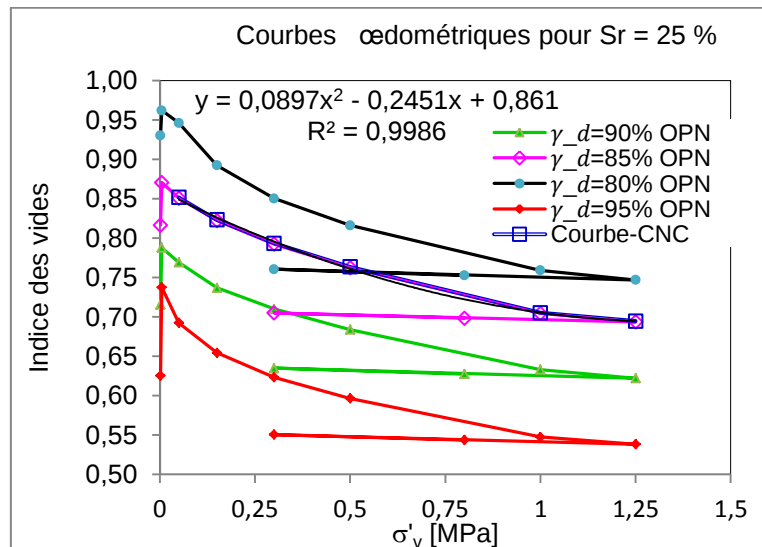


Figure V-12 : Courbes œdométriques des latérites dans le plan $(\sigma'_v - e)$

En résumé, le comportement observé durant cette première série d'expérimentation peut être modélisé, sous faible et moyenne saturation ($S_r \leq 50\%$, figure V-9-France, (d) et France) et cela quel que soit le poids volumique sec initial du matériau, par les lois suivantes :

Domaine de gonflement macrostructural :

$$e = M \log \sigma'_v + e_0 \text{ avec } 0 \leq \sigma'_v \leq \sigma_g \quad [V-5]$$

Domaine de compression surconsolidée- élastique linéaire :

$$e = \kappa \log \frac{\sigma'_v}{\sigma_g} + e_{\sigma_p} \quad [V-6]$$

Domaine plastique :

$$e = \alpha (\log \sigma'_v)^2 + \beta (\log \sigma'_v) + e_{\sigma_p} \quad [V-7]$$

où e_0 est l'indice des vides initiaux, e_{σ_p} l'indice des vides correspondant à la pression de préconsolidation, σ_g la pression de gonflement, κ la pente de tassement élastique, M la pente de gonflement macrostructural, α et β paramètres dépendant de la compacité initiale de l'éprouvette.

❖ Cas de fortes teneurs en eau initiales (succion initiale faible)

Pour de fortes teneurs en eau initiales, les résultats expérimentaux montrent l'absence de gonflement macrostructural (figure V-13, dans le plan $(\log \sigma'_v - e)$), et figure V-14 dans le plan $(\sigma'_v - \varepsilon)$.

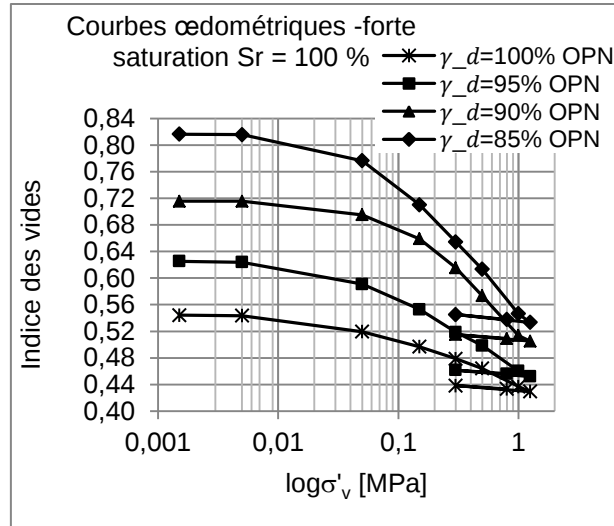


Figure V-13 : Courbes de compression œdométrique sous forte saturation

Dans la gamme de saturation supérieure à 50%, le volume du matériau reste constant en dépit de la saturation et cela quel que soit le poids volumique sec initial de l'éprouvette. Au-delà de la contrainte limite de cette zone, enregistrée dans nos expérimentations à 5 kPa, on assiste à un tassement réversible, c'est la zone élastique du comportement surconsolidé du matériau. Ensuite, le matériau se déforme plastiquement en suivant la courbe du comportement normalement consolidé. Le comportement dans ces deux derniers domaines peut être approximé par les mêmes modèles mathématiques que dans le cas de faible saturation.

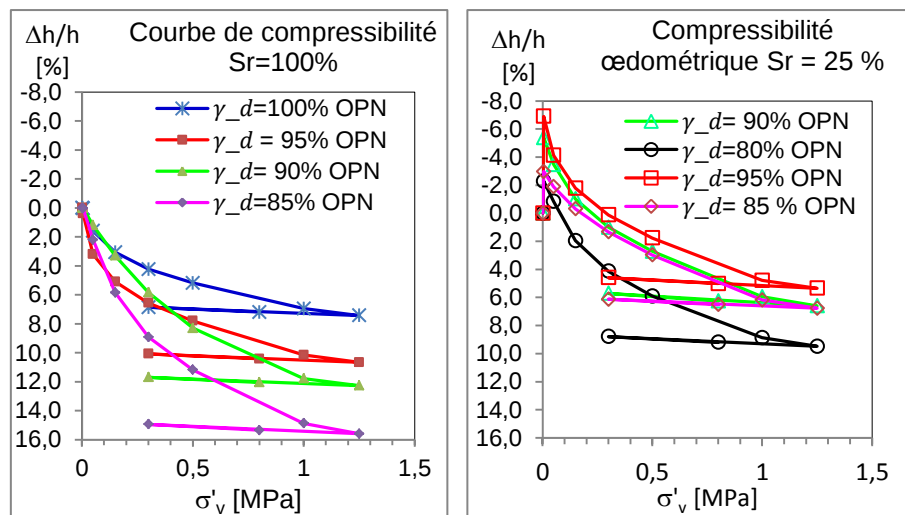


Figure V-14 : Courbes de compression des latérites dans le plan ($\sigma'_v - \Delta h/h$)

V.2.3.2.2.2. Influence de l'état saturation initiales sur les paramètres de compressibilité et de consolidation

1. Déformabilité

La figure V-15 ci-dessous montre que sous une contrainte effective constante, le degré de saturation et donc la succion coordonne les déformations qui dépendent dans ce cas, de l'état de saturation initiale de l'éprouvette et non de la contrainte appliquée. Ceci traduit en quelque sorte le phénomène d'effondrement, qui sera analysé dans le paragraphe suivant, où les déformations augmentent sous une charge constante. Sous fortes contraintes (0,15 à 1,25 MPa), les tassements sont très faibles pour de faibles degrés de saturation (forte succion) et croissent fortement lorsque le degré de saturation augmente.

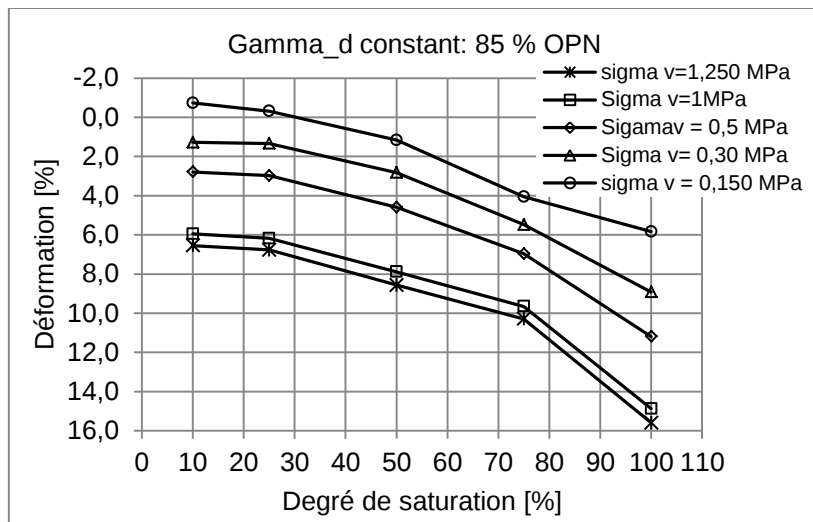


Figure V-15 : Courbes de variation des déformations en fonction de la saturation initiale

Sur la figure V-16, la contrainte appliquée n'est plus constante, c'est plutôt la compacité initiale des éprouvettes qui est identique. Même dans ce cas, on remarque que pour chaque palier de contrainte appliquée, la déformation est plus grande pour l'échantillon très saturé.

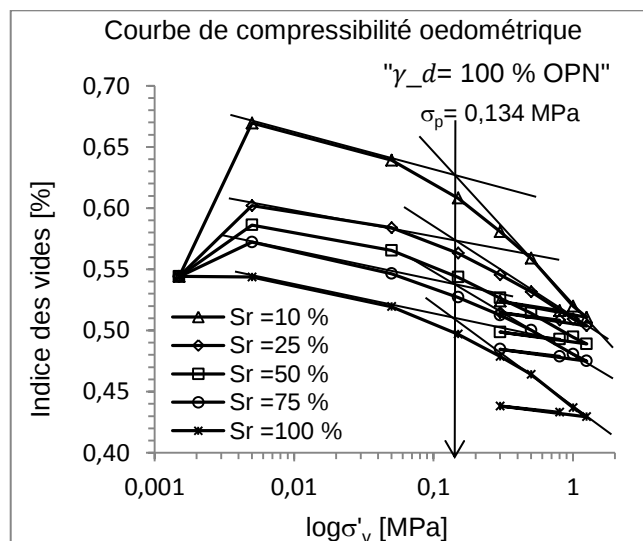


Figure V-16 : Courbes de compression des latérites sous différentes saturations dans le plan ($\log \sigma'_v - e$)

Les indices des vides obtenus à la fin de chaque étape (hydrique ou mécanique) permettent d'estimer les paramètres mécaniques du sol à l'état saturé pour chaque essai. La pente de la partie initiale surconsolidée de la courbe de compressibilité (κ) n'est pas constante; par contre, la pente élastique de déchargement ($\kappa_{\text{déchargement}}$) est considérée constante et est estimée à 0,007. Ces résultats (figure V-17) montrent l'augmentation normale de la pression de préconsolidation des éprouvettes σ_p avec l'augmentation de la densité sèche.

La pente de compression vierge (λ) varie en fonction de l'incrément de charge appliquée, la valeur maximale de cette pente (λ_{max}) présentée dans le tableau V-8 est considérée égale à 0,082.

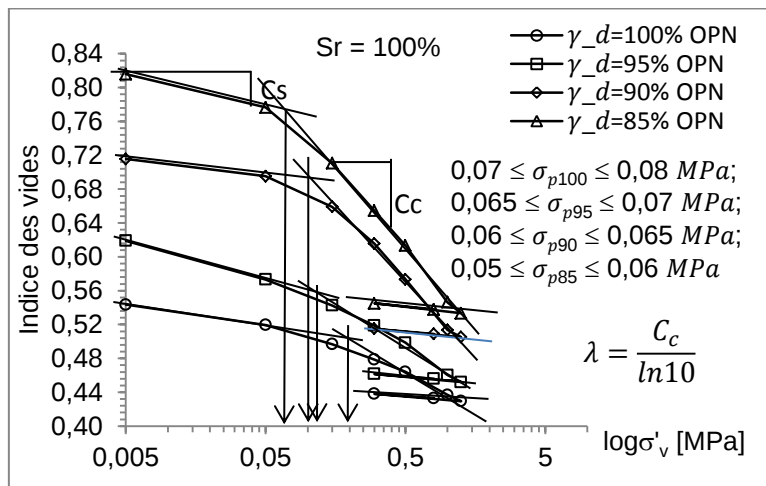


Figure V-17 : Courbes de compression des latérites sous différentes compacités dans le plan ($\log \sigma'_v - e$)

Tableau V-8 : Paramètres de compressibilité à l'état saturé

Essai	σ_p [kPa]	λ_{max}	K	$K_{\text{déchargement}}$
$\gamma_d = 100\% \text{ OPN}$	75	0,038	0,011	0,006
$\gamma_d = 95\% \text{ OPN}$	65	0,044	0,020	0,007
$\gamma_d = 90\% \text{ OPN}$	60	0,073	0,009	0,007
$\gamma_d = 85\% \text{ OPN}$	55	0,082	0,017	0,008

Sur la figure V-16 nous remarquons aussi que, pour la même densité sèche initiale des éprouvettes, le degré de saturation initiale de l'éprouvette semble n'avoir pas d'influence sur la pression de préconsolidation qui est la même, soit 0,134 MPa dans les différents états de saturation initiale. En effet, en dépit de l'état de saturation initiale, les essais se faisant sous

saturation, la succion dans chaque éprouvette est annulée lors de la saturation sous le premier palier de chargement.

V.2.3.3 Comportement déviatorique

V.2.3.3.1. Paramètres de résistance au cisaillement

Les états initiaux des différents essais effectués pour chaque échantillon sont ceux du tableau V-6 et de la figure V-7.

V.2.3.3.1.1. Influence de la densité initiale sur C et φ

L'impact de la densité initiale des éprouvettes sur la cohésion et l'angle de frottement interne du sol latéritique de Kipushi ressort sur les résultats présentés aux figures IV-42-a-b et IV-43 où l'on a considéré pour critère de rupture le déviateur à 15% de déformation axiale. La courbe de résistance est caractérisée par :

- pour l'état 7 de la figure V-7 soit $\gamma_d = 17,36 \text{ kN/m}^3$; $w = 14,89 \%$ ($\gamma_d = 100\%$ OPN, $S_r = 75\%$), une cohésion $C = 55,76 \text{ kPa}$ et un angle de frottement interne $\varphi = 19,99^\circ$ en contrainte totale et $C' = 39,04 \text{ kPa}$ et $\varphi' = 26,68^\circ$, en contrainte effective (Fig. IV-42-a) ;
- pour l'état 8 de la figure V-7 soit $\gamma_d = 16,50 \text{ kN/m}^3$; $w = 17,22 \%$ ($\gamma_d = 95\%$ OPN, $S_r = 75\%$), une cohésion effective de $32,62 \text{ kPa}$ et un angle de frottement interne effectif de $28,86^\circ$ (figure IV-43)
- pour l'état 9 de la figure V-7 soit $\gamma_d = 15,63 \text{ kN/m}^3$; $w = 19,56 \%$ ($\gamma_d = 90\%$ OPN, $S_r = 75\%$), une cohésion $C = 32,49 \text{ kPa}$ et un angle de frottement interne $\varphi = 23,10^\circ$ en contrainte totale et $C' = 15,16 \text{ kPa}$ et $\varphi' = 30,72^\circ$, en contrainte effective. (Fig. IV-42-b)

Il ressort de l'analyse de ces résultats (et d'autres qui ne sont pas présentés ici) qu'en se déplaçant le long d'une même courbe de saturation (même succion), sur la figure V-7 donnant le choix des états initiaux des éprouvettes testées, que la cohésion décroît avec la diminution de la densité initiale de l'éprouvette alors que l'angle de frottement interne évolue en sens inverse. Ainsi, la cohésion effective passe de $39,04$ à $32,62$ et puis à $15,16 \text{ kPa}$ lorsque la densité passe de 100 à 95 et puis à 90% de l'OPN, respectivement, tandis que l'angle de frottement interne effectif passe de $26,68$ à $28,86$ et puis à $30,72^\circ$. Tous ces résultats démontrent que les paramètres de résistance au cisaillement sont fonction des paramètres d'état initiaux. La résistance au cisaillement étant tributaire de C et φ , la chute de la cohésion d'environ 60% lorsqu'on passe de 100 à 90% de l'optimum Proctor normal, diminue sensiblement la résistance au cisaillement du matériau en dépit de la faible augmentation de l'angle de frottement interne soit 13% .

V.2.3.3.1.1. Influence de la saturation initiale sur le déviateur à la rupture (UU).

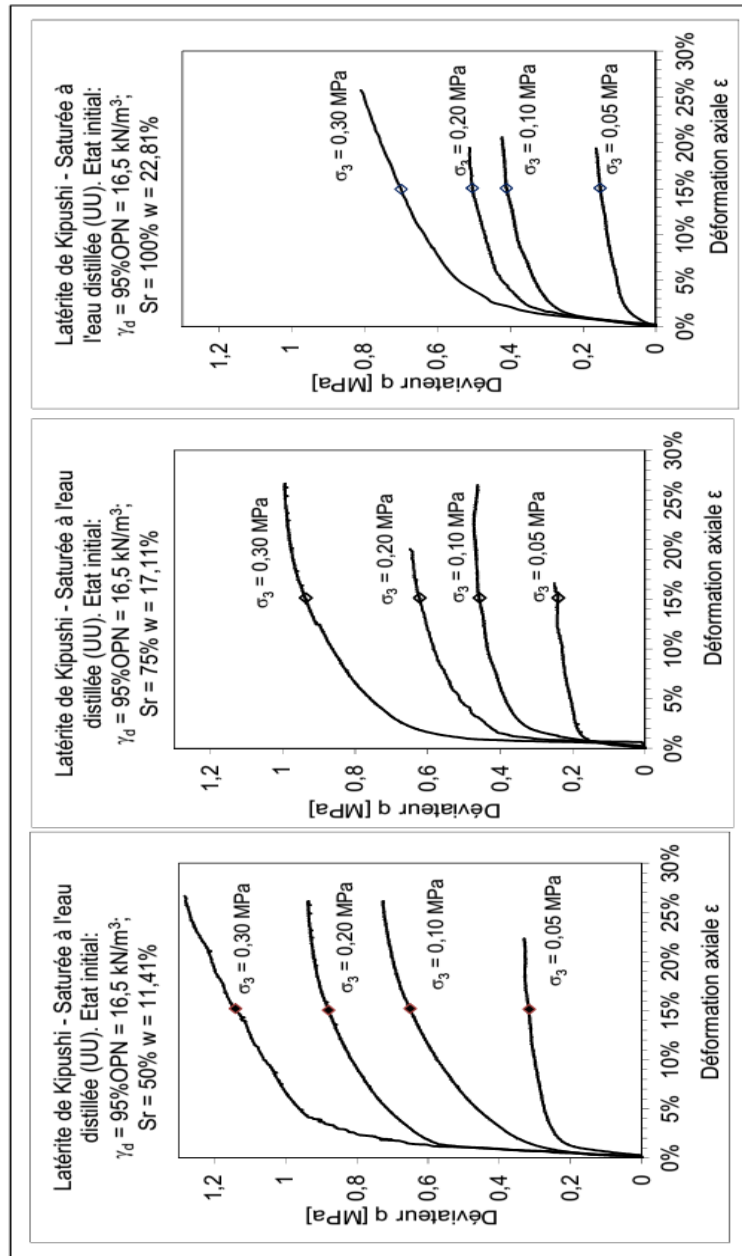


Figure V-18 : Influence de l'état de saturation initiale des éprouvettes sur le déviateur à la rupture (UU).

Face à la complexité et à la durée des essais utilisant la méthode par surpression d'air, nous avons réalisé des essais non consolidés et non drainés qui sont simples et plus rapide,. Basés sur la reconstitution d'échantillons directement à la densité et à la teneur en eau souhaitée pour avoir une idée de l'effet de la succion initiale sur les caractéristiques de résistance du sol.

La figure V-18 ci-dessus présente quelques résultats des essais UU et montre l'impact de la saturation initiale des éprouvettes. En se déplaçant horizontalement sur la droite de densité correspondant à 95 % de l'OPN sur la figure V-7 c'est-à-dire en considérant les états 5, 8 et 11, on voit bien que le déviateur à la rupture décroît sensiblement du sol partiellement saturé (forte succion) au sol saturé (faible succion) sous même compacité.

Quand au module de rigidité sécant à 15 % de déformation, présenté sur la figure V-19 ci-dessous, il augmente avec la pression de confinement et décroît avec la saturation

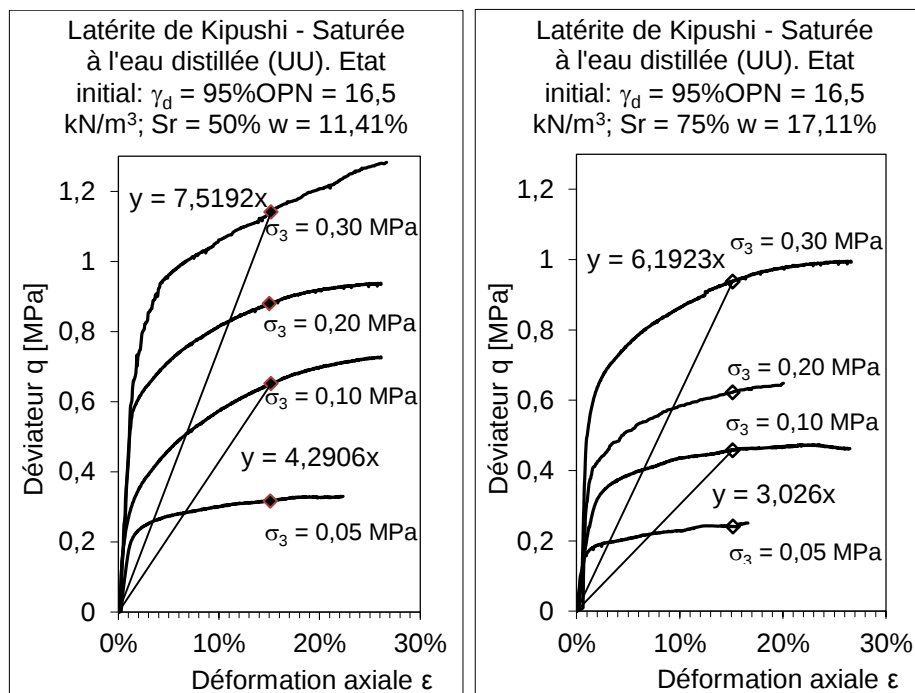


Figure V-19 : Détermination des modules de rigidité sécants à 5% de ϵ_1

Chapitre VI

IMPACTS DES EFFLUENTS LIQUIDES DES CONCENTRATEURS SUR LE COMPORTEMENT DES LATERITES COMPACTEES

Dans ce chapitre, le comportement hydromécanique de sol latéritique compacté est analysé en considérant comme fluide de percolation des effluents liquides de nature chimique différente provenant des concentrateurs. L'eau déminéralisée a été étudiée comme cas de référence dans les chapitres qui précèdent. Les tests ont inclus les mesures des paramètres de compressibilité et résistance au cisaillement, de la conductivité hydraulique saturée et la perméabilité intrinsèque quand les spécimens ont été saturés avec les différents liquides pollués émanant des concentrateurs.

Ceci est pertinent en particulier pour traiter des problèmes impliquant des régimes de percolation passagers (tels que des digues de retenue des rejets miniers, des barrages, des barrières imperméables pour le contrôle de propagation de polluant, etc.).

VI.1. COMPOSITION CHIMIQUE DES EFFLUENTS LIQUIDES

Une classification usuelle des polluants est présentée par Delage P. & Schrefler B. (2005), [99], (cf. III. 3.), elle comprend:

- Les polluants chimiques solubles;
- Les métaux lourds;
- Les composés hydrocarbonés dérivés du pétrole brut.

Cette classification confirme aussi l'importance des industries chimiques, métallurgiques et des activités de transport. La même source indique trois catégories de polluants à savoir : métalliques (métaux lourds), minéraux (Ca, Mg, Na, K, Fe, Si, Sr, Ti, Al, N, Cl, F, P, S et cyanures) et organiques (comprenant entre autres les hydrocarbures, les alcools, les phénols, les esters, les cétones, les sulfures, les pesticides...).

La figure VI-1 présente les résultats de l'analyse chimique réalisée sur les effluents liquides émanant des concentrateurs de Kipushi et de Kakanda montrant la concentration en éléments polluants.

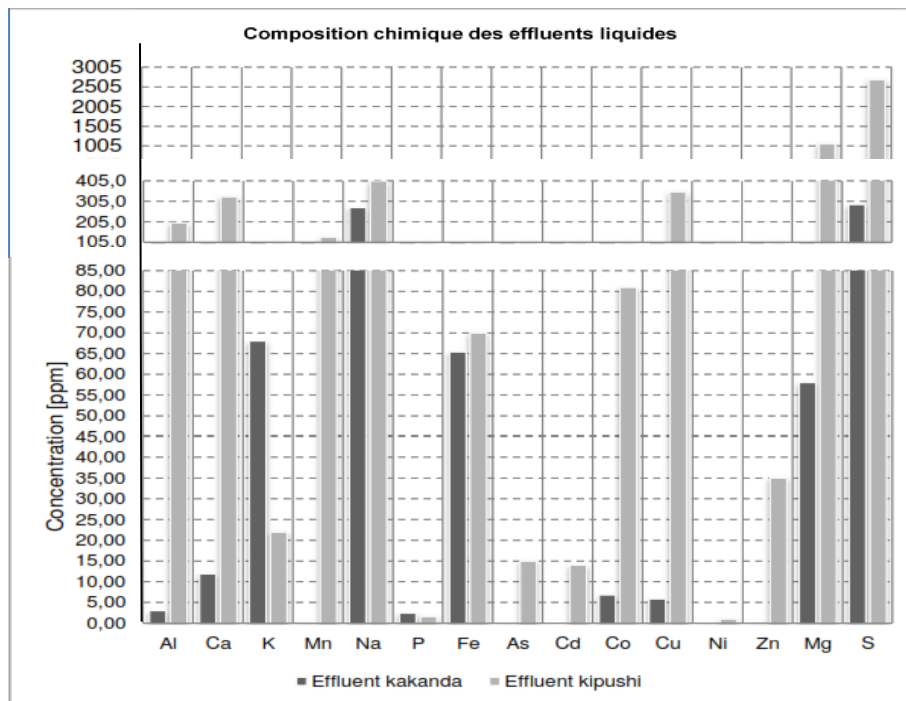


Figure VI-1 : Composition chimique des effluents liquides des bassins

Comme on peut le voir sur la figure VI-1, les éléments chimiques qui polluent l'eau des bassins des digues ne sont pas en quantité faible, surtout dans l'effluent de Kipushi. Ces ions contenus dans les effluents liquides ont une influence sur les propriétés de la fraction argileuse de la latérite. La carence en charge des particules d'argile peut être compensée et équilibrée par des échanges cationiques. La quantité de magnésium dans l'effluent de Kipushi n'est pas négligeable (1058 ppm) si bien que les cations Mg^{+2} peuvent par substitution isomorphique remplacer les ions Al^{+3} dans le réseau cristallin de l'argile de la latérite.

Rappelons que les effluents liquides utilisés proviennent des bassins de rétention des digues de Kakanda et de Kipushi. Ils proviennent des concentrateurs traitant des minerais cupro-cobaltifères oxydés pour Kakanda et sulfurés pour Kipushi. Ils sont de pH faiblement basique se situant entre 7,9 et 8,7 pour Kakanda et faiblement acide pour Kipushi avec des valeurs comprises entre 5,9 et 6,5. Le tableau IV-17 présente les valeurs moyennes de pH et de conductivité électrique des effluents liquides. La composition chimique des effluents liquides utilisés dans cette étude est présentée sur l'histogramme de la figure VI-1. Le dosage des éléments chimiques (chimie totale) a été fait par fusion au métaborate et tétraborate de lithium suivie d'une mise en solution et une analyse des éléments par

spectrométrie d'émission atomique ICP AES (Inductively Coupled Plasma Absorption Emission Spectral), modèle ICAP 2500. (cfr. point VI. 3.3.1.2.)

Ces éléments se trouvent dans l'eau sous forme d'ions. Il peut s'agir de cations (ions positifs) ou d'anions (ions négatifs). Sur la figure VI-2 nous présentons les concentrations molaires des cations contenus dans l'effluent du bassin de Kipushi en quantité supérieure à deux ppm.

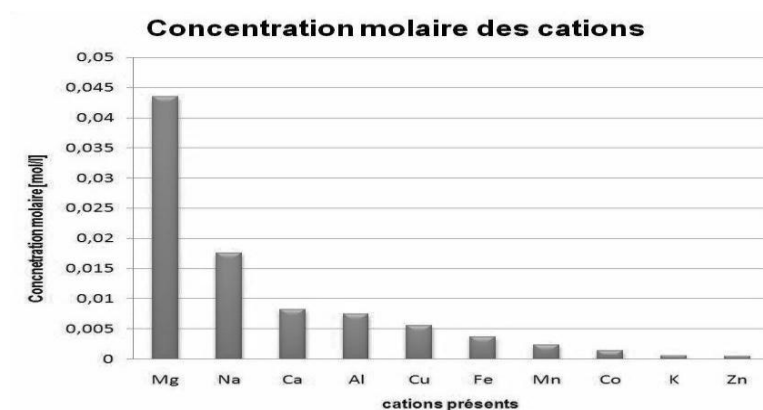


Figure VI-2 : *Concentration molaire des cations dans l'échantillon d'eau de Kipushi*

En transformant ces concentrations molaires en charges équivalentes (en multipliant la concentration molaire par la charge du cation, c'est-à-dire sa valence), le classement des cations est modifié puisqu'ils n'ont pas tous la même valence, l'aluminium par exemple se retrouve en deuxième position en termes de charge équivalente. La Figure VI-3 présente ces résultats.

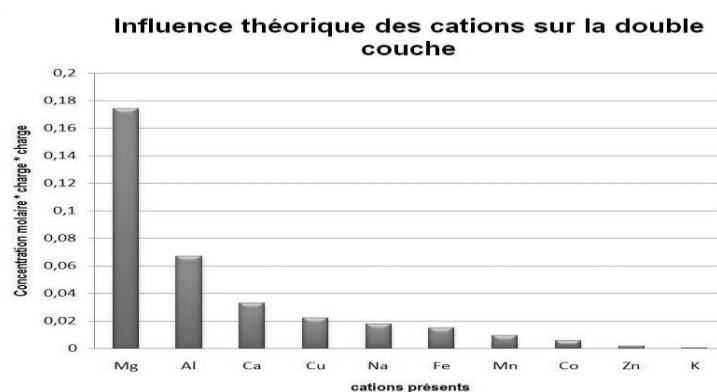


Figure VI-3 : *Charges équivalentes des cations dans l'échantillon d'eau de Kipushi*

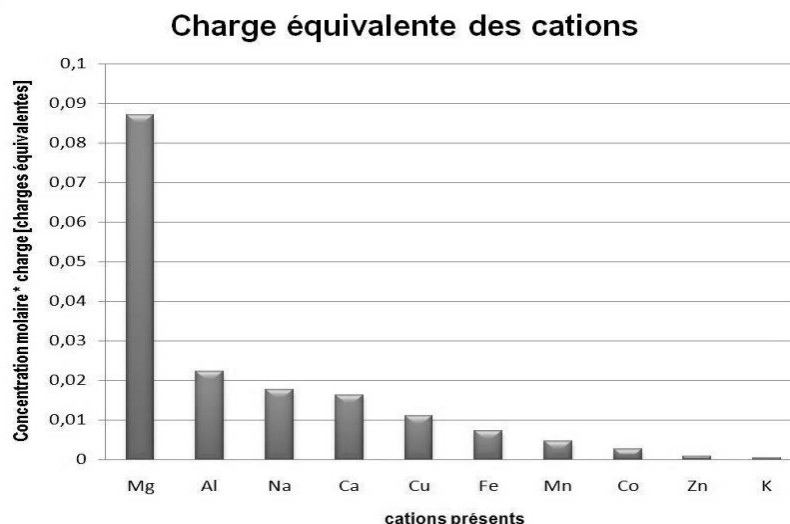


Figure VI-4 : *Influence théorique des cations sur la double couche diffuse*

La littérature rapporte que l'épaisseur de la double couche diffuse dépend de la concentration multipliée par la charge au carré (théorie de la double couche diffuse) [140]. La figure VI-4 montre les charges équivalentes des cations, ce graphique permet de prédire quels cations vont avoir la plus grande influence sur la réduction de l'épaisseur de la double couche électrique des argiles de la latérite.

VI.2. INFLUENCE DE LA POLLUTION SUR LES PARAMETRES GEOTECHNIQUES

VI.2.1. PARAMETRES DE CONSISTANCE : LIMITES ET INDICES D'ÉTAT

Le tableau VI-1 présente les limites d'Atterberg déterminées en utilisant de l'eau déminéralisée, l'effluent acide du bassin de Kipushi et l'effluent basique du bassin de Kakanda.

Les latérites analysées dans ce travail contiennent des argiles moins actives (kaolinite, halloysite, illite) et on ne s'attendait pas aux différences pertinentes des valeurs de paramètres de consistance présentées dans le tableau VI-1 ci-dessous pour les différents liquides. Cependant, la littérature renseigne que la limite de liquidité, pour des argiles très actives telles que la montmorillonite et la bentonite, est réduite pour des liquides de nature chimique différente que l'eau. [141]. Les résultats du tableau VI-1 montrent que la plasticité du sol est affectée par la pollution.

Tableau VI-1 : Paramètres de consistance

Propriété	Echantillon		Eau distillée	Effluent acide du bassin de rétention/ Kipushi	Effluent basique/ Bassin de Kakanda	Nombre d'éprouvettes testées
Limite de liquidité w_L [%]	KDA	Moyenne	50,8	49,7	52,3	15
		Ecart-type	1,51	0,89	0,76	
	KSHI	Moyenne	35,5	32,1	35,9	15
		Ecart-type	0,98	1,01	0,99	
	Carrières	Moyenne	37,3	36,0	38,2	6
		Ecart-type	1,02	0,57	0,49	
Limite de plasticité w_P [%]	KDA	Moyenne	26,9	21,4	37,5	15
		Ecart-type	0,89	0,66	0,57	
	KSHI	Moyenne	20,8	17,2	27,8	15
		Ecart-type	0,78	0,42	0,70	
	Carrières	Moyenne	21,7	18,7	24,5	6
		Ecart-type	0,82	0,16	0,29	
Indice de plasticité I_P [%]	KDA	Moyenne	23,9	28,3	14,8	15
	KSHI	Moyenne	14,7	8,1	14,9	15
	Car.	Moyenne	15,6	13,7	17,3	6
Limite de retrait w_S [%]	KDA	Moyenne	18,6	18,4	19,0	5
		Ecart-type	0,58	1,03	0,89	
	KSHI	Moyenne	15,7	14,4	16,1	5
		Ecart-type	0,60	1,01	0,97	
	Carrières	Moyenne	16,4	-	-	2
		Ecart-type	0,71	-	-	
Densité du liquide	(g/cm ³)		1,000	1,0100	0,9992	-

On peut, de façon simpliste expliquer ce changement du comportement d'argile en raison de l'interaction chimique avec le liquide de percolation par adsorption d'ions du liquide par les minéraux d'argile et des changements conséquents de la distance entre des plaquettes parallèles d'argiles (théorie de la double couche, Mitchell, 1993) en raison des forces répulsives ou attractives.

Les cations (ions positifs) jouent un rôle beaucoup plus important que les anions car les particules sont surtout chargées négativement. Les cations attirés à la surface des particules sont entourés d'une coquille d'eau dont l'épaisseur varie en sens inverse de la valence : ils font partie de la double couche. Ils peuvent être remplacés par d'autres cations qui proviennent de la solution environnante dans laquelle baignent les particules [142]: ce phénomène de substitution est mesuré pour un sol argileux par sa capacité d'échange de cations (mesurée en milliéquivalents pour 100 g de sol sec à pH 7). Les cations les plus fréquemment rencontrés dans les

argiles naturelles sont les suivants : calcium : Ca^{2+} , magnésium : Mg^{2+} , hydrogène : H^+ , potassium : K^+ , ammonium : NH_4^+ , sodium : Na^+ .

Nous schématisons sur la figure VI-5, ci-dessus, l'évolution de la consistance des sols latéritiques en fonction du fluide percolant.

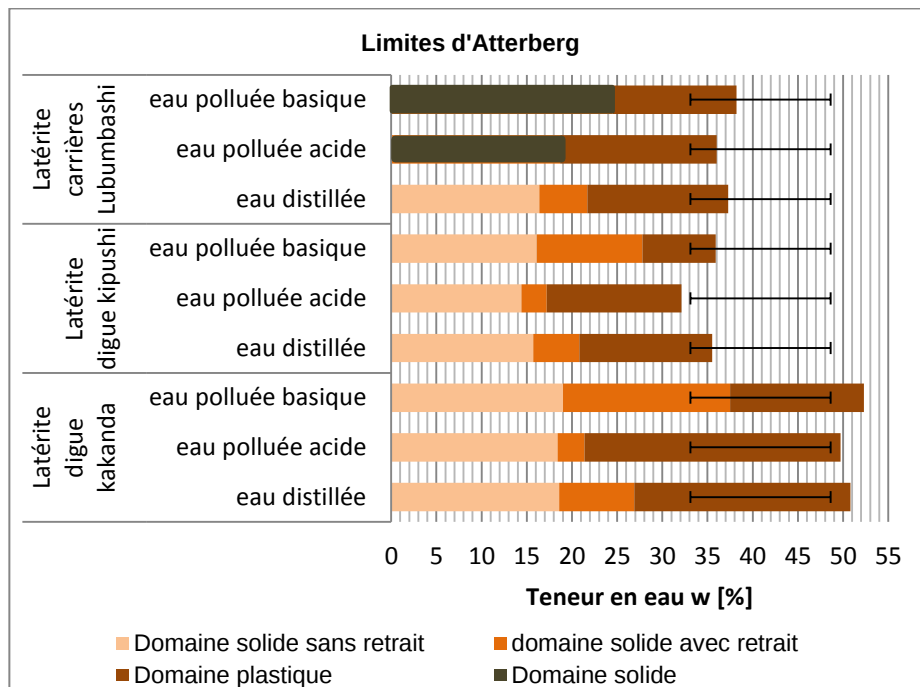


Figure VI-5 : Evolution de la consistance des latérites en fonction du liquide saturant

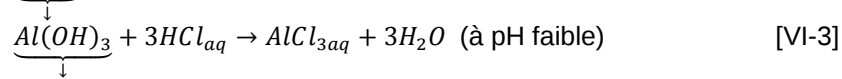
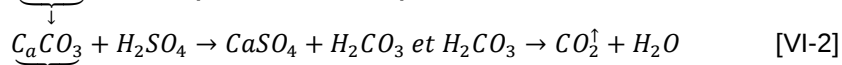
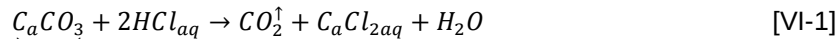
En résumé, la présence de cations et leur échangeabilité modifie le développement de la double couche, modifie la texture de l'argile, conditionne l'équilibre «eau-particules» et par conséquent, le comportement mécanique du matériau.

Les limites d'Atterberg (w_L , w_P , w_S) et les indices d'état (I_P , I_C , etc.) qui en découlent traduisent de façon quantitative des états physiques assez imprécis. Cependant, leur intérêt majeur est d'être reproductibles puisque mesurés à partir d'essais normalisés.

Les valeurs des limites et indices sont directement fonction de tous les paramètres physico-chimiques (nature minéralogique, géométrie, hydratation, ions et électrolyte), aussi peut-on considérer qu'ils constituent des paramètres de synthèse. Leur principal inconvénient découle d'ailleurs

de cette multidépendance qui amène les plages de valeurs à se recouper largement quand on compare plusieurs argiles [142]

Les particules minérales élémentaires des sols sont agrégées en unités structurales sous l'effet de liants organiques ou minéraux. Les ciments minéraux sont en majeure partie constitués de $CaCO_3$ et/ou d'oxydes de fer, d'aluminium, etc..., Leur solubilisation est possible dans un milieu acide :



Tous nos échantillons de latérites contiennent une proportion non négligeable en carbonates et autres matières solubles dans le HCl et le H_2O_2 (environ 18%).

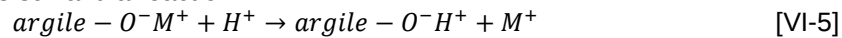
✍ Acidification des sols et effet tampon

Dans un sol qui fonctionne normalement, des réactions ont lieu, au cours desquelles il se forme des protons. En fonction de sa composition, le sol est capable de fixer des protons, réversiblement ou irréversiblement, en plus ou moins grande proportion, [143]. Différents constituants du sol contribuent à cet effet tampon. Quand les acides parviennent sur le sol, ce sont d'abord les carbonates qui réagissent :



le $Ca(HCO_3)_2$ est bien plus soluble dans l'eau que le $CaCO_3$.

Lorsque l'introduction de H^+ continue c'est-à-dire la concentration en ion H^+ augmente, ce sont les argiles qui assurent la fonction de tampon et les protons peuvent séparer les cations $Na^+ K^+, Ca^{2+}$ ou Mg^{2+} etc... des argiles suivant la réaction :



où M^+ représente un cation.

Ces cations parviennent de cette manière dans l'eau du sol et dans la nappe phréatique. Lorsqu'on rajoute plus de protons ($pH < 4,2$) [143], ce sont les complexes oxy-hydroxyde d'aluminium qui jouent le rôle de tampon et ou des hydroxydes de fer pour un pH voisin de 2.

Le carbonate de calcium est considéré comme presque insoluble dans l'eau. Néanmoins, en présence d'un milieu acide (comme dans le cas des eaux du bassin de Kipushi), la molécule se dissout pour former un cation Ca^{+2} , très réactif. Une réaction ionique complexe s'effectue alors avec

les minéraux de l'argile, résultant en un échange de calcium avec d'autres cations de la structure de l'argile. Cet effet diminue la plasticité et le changement de volume lié à la variation d'humidité. En effet, l'on observe une légère diminution de la limite de liquidité dans tous les cas de l'effluent liquide acide du bassin de Kipushi. Elle passe de $50,8 \pm 1,51$ (à l'eau déminéralisée) à $47,9 \pm 0,89$ (à l'eau polluée acide) pour la latérite de la digue de Kakanda ; de $35,5 \pm 0,98$ à $32,1 \pm 1,01$ pour la latérite de la digue de Kipushi et enfin de $37,3 \pm 1,02$ à $36,0 \pm 0,57$.

Par contre en milieu basique (cas des eaux du bassin de rétention de Kakanda), les conséquences de la teneur élevée en carbonate de calcium sont positives: la limite de plasticité augmente considérablement, elle passe de $26,9 \pm 0,89$ (eau distillée) à $37,5 \pm 0,57$ (effluent basique), de $20,8 \pm 0,78$ à $27,8 \pm 0,70$ et de $21,7 \pm 0,82$ à $24,5 \pm 0,29$ respectivement pour les latérites de Kakanda, de Kipushi et des carrières, avec comme conséquence la diminution du domaine plastique. La chaux (Ca(OH)_2 et CaO) est, d'ailleurs, un produit couramment utilisé pour améliorer les propriétés des sols, en particulier sa consistance.

VI.2.2. PARAMÈTRES DE CONSISTANCE : ARGILOSITE

Nous avons aussi effectué l'essai au bleu de méthylène sur un prélèvement de la fraction inférieure à 2 mm du sol obtenu après broyage des éprouvettes issues des essais œdométriques saturés en effluents liquides des bassins de rétention de Kakanda et de Kipushi. Le sol sec est trempé dans l'eau polluée et dispersé à l'aide d'un agitateur à ailettes tournantes. Le dosage a consisté à injecter successivement des quantités précises de bleu de méthylène dans la suspension jusqu'à atteindre la saturation des particules d'argile.

L'essai au bleu de méthylène permet de repérer l'instant de cette saturation en prélevant pour cela une goutte dans la solution que l'on dépose sur un papier filtre où une tache centrale de couleur bleue se forme et s'entoure rapidement d'une auréole. Les résultats obtenus vont dans le même sens que la limite de liquidité : une légère augmentation dans le cas de l'effluent basique du bassin de Kakanda où la valeur au bleu obtenue est de $4,21 \pm 0,03$ g/100 g contre $4,03 \pm 0,01$ g/100 g (cfr. point IV.3.1.2.3.) pour le sol non pollué, soit une augmentation de 4,5% ; et une légère diminution dans le cas du sol pollué en milieu acide (effluent du bassin de Kipushi), soit $2,98 \pm 0,04$ g/100 g contre $3,1 \pm 0,03$ g/100 g pour le sol sain (soit une diminution de 3,9%). Ceci confirme les observations faites sur les limites d'Atterberg.

En conclusion, l'augmentation de la concentration en ions Ca^{2+} (cas de l'effluent liquide acide du bassin de rétention de Kipushi) diminue la limite de liquidité. Ceci pourrait être dû à la diminution des forces d'attraction

entraînant une plus grande mobilité des particules. Par contre w_L subit une légère augmentation à cause de l'augmentation de la concentration en ions Na^+ (cas de l'effluent liquide basique du bassin de rétention de Kakanda) qui tend à diminuer les forces de répulsion, ce qui entraîne une tendance à la floculation et conjointement un accroissement de w_L .

VI.3. EFFETS DE LA POLLUTION SUR LES PARAMETRES CHIMIQUES

Les propriétés chimiques des sols déterminées pour le sol pollué inclut le pH de sol, la conductivité électrique de la solution de sol, la capacité d'échange cationique (et les cations échangeables), la matière organique, les sulfates solubles totaux, la teneur en fer, silice etc. Les résultats des caractéristiques chimiques de sol latéritique non contaminé sont présentés dans le chapitre IV (IV.3.3.)

VI.3.1. INFLUENCE DES EFFLUENTS LIQUIDES SUR LE pH DE SOL

La détermination du pH de sol est importante, comme l'acidité excessive ou l'alcalinité peuvent être nuisibles. Il est rapporté dans la littérature (Gidigasu, 1976) [144] que dans des conditions de fortes averses, les cations, particulièrement les Ca^{2+} filtrent, tandis que dans des conditions de faibles averses, Ca^{2+} et d'autres cations ne coulent pas facilement.

Les résultats de pH de 2 échantillons de sol latéritique ont indiqué que le sol est acide. Les données expérimentales ont indiqué que les valeurs de pH des échantillons de sol latéritique non contaminés varient de 4,76 à 5,15 respectivement pour Kipushi et Kakanda. Sunil B.M., Shrihari S., Sitaram N., (2009) [145] trouvent pour le sol latéritique de Karnataka en Inde, des valeurs de pH comprise entre 4,31 à 5,28 et ils argumentent que la nature acide de sol est principalement due à deux raisons. D'abord, filtrant des quantités appréciables de bases échangeables des sols en raison de haute précipitation (3500 mm annuellement). Deuxièmement, la décomposition de matière organique, mène à la formation d'acides organique et inorganique (ex acide carbonique $-\text{H}_2\text{CO}_3$) qui rend le sol acide.

Les valeurs expérimentales, mesurées à 20°C, de pH et de conductivité électrique des sols latéritiques non contaminés et ceux pollués par les effluents liquides des bassins de rétention sont présentées sur la figure VI-6 (a) et (b). Il est observé de cette figure que le pH du sol latéritique diminue moins dans l'effluent acide de Kipushi alors qu'il augmente un peu plus dans celui de Kakanda, conséquence de l'acidité et de la basicité du milieu respectif. La raison probable de ce comportement pourrait être due à la haute concentration de cations monovalents et divalents contenus dans l'effluent basique.

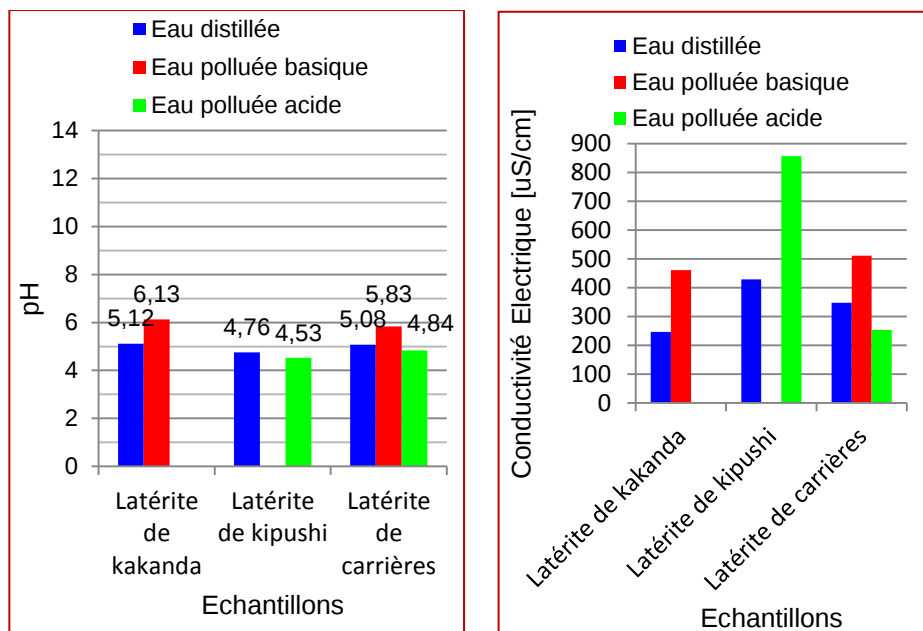


Figure VI-6 : pH et CE des sols latéritiques en fonction du liquide saturant

Les effluents contiennent aussi des anions de sulfate et de phosphate à cause de la présence de soufre en grande proportion et de faible quantité de phosphore (cfr. figure VI-1). En conséquence des charges négatives développées par les particules d'argile, les ions sont adsorbés sur la surface. Quand l'effluent liquide basique percole le sol, les cations monovalents et divalents comme les ions Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ sont adsorbés sur la surface. N'importe quel processus qui favorise la présence de hauts niveaux de bases échangeables comme le calcium, le magnésium, le potassium et le sodium réduiront l'acidité et augmenteront l'alcalinité.

VI.3.2. INFLUENCE DES EFFLUENTS LIQUIDES SUR LA CEC DE SOL

Les échantillons des sols mouillés aux effluents liquides et séchés à l'air libre ont été émiettés et écrêtés au tamis de 2 mm. Les sols ainsi pollués ont été soumis aux analyses chimiques.

L'échange d'ions est le plus important de tous les processus se produisant dans le sol. La capacité du sol pour absorber et échanger des ions varie grandement avec la quantité d'argile. L'échange d'ions a lieu en raison de la substitution isomorphique (c'est-à-dire, la substitution d'un élément par un autre). Les résultats de déterminations de la CEC sont présentés dans le tableau VI-2 où nous reprenons aussi les valeurs mesurées sur les sols non contaminés au quatrième chapitre. De ces

résultats, on peut voir que la CEC a augmenté d'une valeur initiale de 8,75 méq/100 g à 9,23 méq/100 g, pour le sol pollué par l'effluent basique de Kakanda tandis qu'elle reste presque inchangée dans le sol pollué par l'effluent acide du bassin de Kipushi. (6,0 méq/100 g à 5,98 méq/100 g)

Tableau VI-2 : *Cations échangeables et Capacité d'Echange Cationique (CEC)*

Echantillon		Kakanda non pollué	Kipushi non pollué	Kakanda pollué	Kipushi pollué
Ca	[mg/kg]	243,95	51,55	256,76	69,39
K	[mg/kg]	54,25	56,48	77,21	56,29
Mg	[mg/kg]	89,05	35,44	95,63	54,63
Na	[mg/kg]	11,84	6,34	12,47	8,32
Ca	[ECEC]	2,14	2,01	2,21	2
CEC	[méq/100g]	8,75	6	9,23	5,98
Ca/Mg		2,74	1,46	2,68	1,45
Nbre	d'essais	3	3	5	5

Les phyllosilicates de type kaolinite et montmorillonite présentent deux types de sites pouvant éventuellement interagir avec les cations présents en solution. Le premier type correspond aux sites d'échange, présents sur les surfaces basales ; le second type de sites est situé sur les bordures des cristaux, là où les liaisons sont rompues. Il s'agit de groupements hydroxylés de type silanol (Si-OH) et aluminol (Al-OH). La figure VI-7 présente schématiquement les deux principaux types de sites d'adsorption présents à la surface d'un phyllosilicate présentant une charge structurale négative [146].

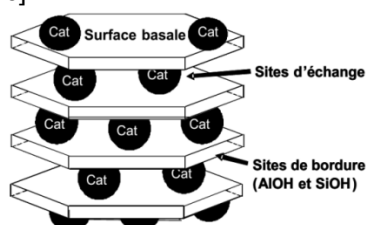


Figure VI-7 : *Sites d'adsorption présents à la surface de minéraux argileux présentant une charge structurale* [146]

Pour les phases solides inorganiques des sols, il existe deux modèles conceptuels permettant de définir la nature des sites de surface. Le plus ancien, et le plus communément utilisé, a été proposé par Parks en 1965. Dans ce modèle, la chimiesorption de molécules d'eau à la surface des solides, puis leur dissociation, amènent à la formation de groupes hydroxylés de type MOH, où M représente un cation de surface. Ces groupes présentent un caractère amphotère suivant les réactions :





Les groupes MOH ainsi définis peuvent également interagir avec des cations métalliques ou des ligands présents en solution d'après les réactions générales.

L'augmentation de la capacité d'échange cationique de sol en milieu basique est intéressante et certaines recherches lui attribuent les raisons suivantes: Mathew et Rao (1997) concluent que l'augmentation de la capacité d'échange de cation de sol est attribuée à l'augmentation du pH. L'acquisition de charges négatives supplémentaires due à une ascension du pH est principalement attribuée à deux raisons. D'abord, le développement de charges négatives est dû à la dissociation de l'hydrogène présent dans les groupes SiOH aux bords des couches tétraédriques et AlOH aux bords des couches octaédriques et la surface de l'argile est laissée avec la charge négative des ions d'oxygène selon les réactions :



Les réactions chimiques entre ions de la solution et groupements fonctionnels ionisables de la surface dépendent du degré d'ionisation et, de ce fait, du pH de la solution. Cette charge négative est dépendante du pH, la dissociation augmente avec le pH croissant et aboutit à une augmentation de la capacité d'échange de cations. Mathew et Rao (1997) ont aussi rapporté que les changements de la CEC étaient dûs au chargement du pH et ceci résulte aussi de AlOH exposés des sites. Deuxièmement, les composés non-cristallins formés contribuent à l'accroissement de la CEC. Au pH plus élevé, la silice et l'alumine présentes dans le sol se dissolvent et forment les composés non-cristallins de silicates et aluminates. Ces composés non-cristallins acquièrent une charge négative et contribuent à l'augmentation de la CEC. Donc tout processus pouvant induire l'augmentation du pH peut entraîner une augmentation de la CEC du sol.

Selon Bolland et al., (1976) cité par Emmanuel TERTRE, (2005)[146], théoriquement, la kaolinite ne présente pas de charge structurale. Il s'avère néanmoins, qu'une CEC de l'ordre de 5 à 15 meq/100g peut être mesurée avec ces minéraux. L'origine de cette CEC n'est pas encore très claire : il peut s'agir d'un faible taux de substitution, de défauts cristallins et/ou d'impuretés telles que la présence d'interstratifiés illite/smectite (Lim et al., 1980), (Bouchetet al., 2000).

En conclusion, Les caractéristiques chimiques du sol latéritique sont modifiées selon le pH de l'effluent liquide ou la concentration de composants individuels. Le pH du sol est modifié en fonction de l'effluent. L'augmentation de la CEC du sol latéritique peut aussi être attribuée à l'augmentation de la

valeur du pH du sol en milieu basique. L'augmentation de la conductivité électrique, de calcium, de magnésium et de sodium est due aux caractéristiques des effluents liquides. Ce changement des caractéristiques chimiques des sols latéritiques peut être nuisible aux fondations et ouvrages en terre dans des conditions réelles de terrain.

VI.4. IMPACT DE LA POLLUTION SUR LES PARAMETRES HYDRIQUES

VI.4.1. INFLUENCE DES EFFLUENTS LIQUIDES SUR LA COURBE DE RETENTION DE SOL

Nous présentons sur la figure VI-8 ci-dessous, la courbe de rétention obtenue par la méthode du papier-filtre selon l'étalonnage d'Oliveira & Marinho pour le sol latéritique de Kipushi. Les éprouvettes ont été confectionnées avec les mêmes états initiaux c'est-à-dire même densité sèche (90 et 95 % de l'OPN) et saturation en eau distillée d'une part (éprouvettes 1, 2, 3, 4...) et en eau polluée du bassin d'autres part (éprouvettes 1', 2', 3',...), à des degrés de saturation de 25, 50, 75 et 100 %.

Nous remarquons sur cette figure, l'influence du liquide saturant sur cette propriété hydrique du sol. La succion matricielle diminue sensiblement pour l'eau polluée. L'on passe de 1081,98 kPa (point 3 compacté à 95 % OPN, saturé en eau distillée à 50%) à 170,96 kPa (point 3' compacté à 95 % OPN, saturé en eau polluée à 50%), soit une diminution de 84,2 % et de 10,76 kPa (point 1 compacté à 95 % OPN, saturé en eau distillée à 100%) à 1,67 kPa (point 1' compacté à 95 % OPN, saturé en eau polluée à 100%) soit une décroissance de 84,5 %. Ceci pourrait être expliqué par la présence de sels contenus dans l'effluent liquide qui ferait croître la succion osmotique au détriment de la composante matricielle.[130]

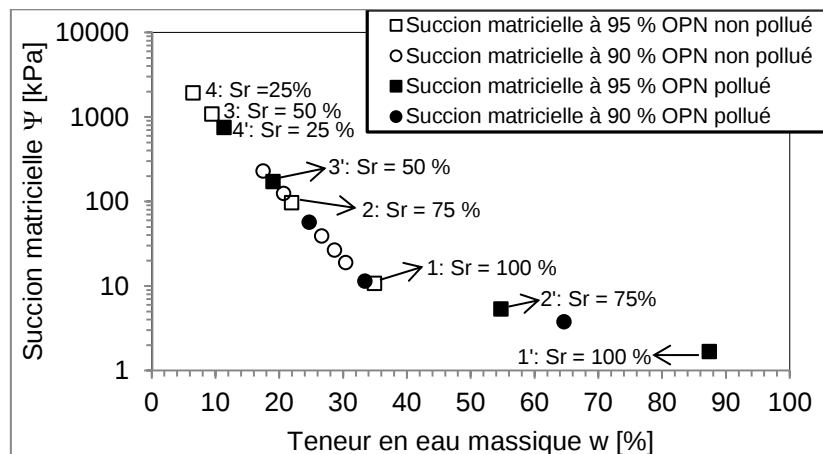


Figure VI-8 : Courbe de rétention de sorption du sol latéritique de Kipushi pollué et non pollué

VI.4.2. INFLUENCE DES EFFLUENTS LIQUIDES SUR LA PERMEABILITE

Pour déterminer les effets à court terme des effluents liquides des bassins de rétention sur les propriétés hydrauliques des sols latéritiques compactés, nous avons réalisé une campagne d'essais de perméabilité au laboratoire, le but étant d'analyser l'influence de la pollution de sols sur la conductivité hydraulique saturée.

La littérature indique une faible perméabilité pour les sols latéritiques compactés. C'est pourquoi, un dispositif adapté aux sols fins a été choisi afin de mesurer la conductivité hydraulique saturée. La mesure s'effectue à l'aide d'un perméamètre à circuit ouvert et à charge hydraulique variable. Il s'agit, en fait, d'un œdomètre muni d'un tube capillaire. Ce tube est relié à un espace situé en dessous de la pierre poreuse inférieure

VI.4.2.1 Préparation des éprouvettes.

Les sols sont séchés à l'étuve à 60°C et passés au tamis de 2 mm. Les éprouvettes ont été compactées à 100, 95, 90 et 85 % de l'OPN, et saturées en eau déminéralisée ou en eau polluée du bassin à des degrés de saturation de 25, 50, 75 et 100 %. Une colle élastique et étanche est ajoutée dans l'espace entre l'échantillon et l'anneau cylindrique, afin d'éviter que l'eau ne puisse s'écouler entre l'échantillon et la paroi de l'appareil et garantir ainsi l'étanchéité du contour. Un papier-filtre a été placé sur chaque face de l'éprouvette entre celle-ci et les pierres poreuses afin d'empêcher l'obturation des pierres poreuses par les particules de sol lessivées. Les échantillons étaient soumis à la saturation pendant plus ou moins 72 heures. La saturation était faite soit en eau polluée (pour les éprouvettes préparées avec l'effluent liquide) soit en eau distillée.

VI.4.2.2 Réalisation de l'essai (selon NF P 94-090-1) et résultats.

Après saturation des éprouvettes, le tube capillaire de l'appareil est rempli d'eau polluée ou distillée suivant le cas; c'est seulement après cette mise en régime que les mesures sont effectuées : l'eau est admise dans le tube capillaire jusqu'à un niveau h_1 au temps t_1 , et on mesure le niveau h_2 au temps t_2 . Les intervalles successifs de temps sont enregistrés pour le niveau qui chute. Ceci a été répété au moins deux fois pour chaque éprouvette. La durée totale des mesures a été fixée à 4 heures pour chaque essai, la charge hydraulique initiale (h_1) étant à 600 mm. Le coefficient de perméabilité k_{sat} est calculé suivant la formule (IV-14).

Les différents tests réalisés et les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableau VI-3 ci-dessous. Ce Tableau montre la conductivité hydraulique, le pourcentage de vides et les teneurs en eau des éprouvettes de sol sain et contaminé.

Tableau VI-3 : Paramètres d'état des éprouvettes analysées et résultats

Echantillon	Type H ₂ O	Avant essai			Après essai				Augmentation [%]
		γ_d [kNm ⁻³]	ω [%]	n [%]	γ_d [kNm ⁻³]	ω [%]	n [%]	volume [cm ³]	
Kipushi In situ	Distillée	16,87	17,49	37,08	17,03	21,5	36,49	52,94	1,85E-10
	Polluée	16,87	17,09	37,08	16,4	20,6	38,83	51,81	4,50E-10
Kipushi ±99% OPN	Distillée	17,18	13,71	35,91	16,66	20,71	37,87	52,94	1,17E-10
	Polluée	17,21	13,09	35,81	15,94	20,76	40,54	51,81	3,01E-10
Kipushi ±96% OPN	Distillée	16,72	20,34	37,64	16,53	19,93	38,33	55,22	1,75E-10
	Polluée	16,87	20,46	37,07	15,41	21,05	42,52	55,86	3,67E-10
Kipushi ±93% OPN	Distillée	16,20	22,37	39,59	16,19	21,84	39,62	55,59	2,65E-10
	Polluée	16,30	23,10	39,20	15,1	21,49	43,68	51,76	4,68E-10
Kipushi ±92% OPN	Distillée	16,20	21,17	39,20	16,12	20,23	39,89	59,27	2,03E-10
	Polluée	16,02	23,33	40,24	14,60	17,56	45,54	57,58	5,16E-10
Kipushi ±91% OPN	Distillée	15,83	11,56	40,95	15,67	21,84	41,57	54,64	2,68E-10
	Polluée	15,96	13,69	40,47	14,91	21,49	44,39	54,08	5,97E-10
Kipushi ±89% OPN	Distillée	15,78	19,81	41,14	15,57	22,81	41,91	58,77	3,21E-10
	Polluée	15,43	19,81	42,45	13,82	23,51	48,45	54,08	6,46E-10
Kipushi ±88% OPN	Distillée	15,35	26,67	42,72	15,27	22,11	43,06	59,33	3,38E-10
	Polluée	15,36	26,41	42,74	13,32	20,60	50,32	54,66	6,29E-10
Kipushi ±86% OPN	Distillée	15,03	13,21	43,94	14,83	17,55	44,68	58,31	3,80E-10
	Polluée	14,92	13,21	44,35	13,28	21,04	50,46	54,94	5,84E-10

De l'examen de ce tableau, nous pouvons tirer les renseignements suivants :

- la conductivité hydraulique saturée de sol latéritique compacté à des densités différentes et percolé par l'eau déminéralisée croît dans la gamme de 50 à 150 % lorsque le liquide percolant est remplacé par l'effluent liquide acide ;
- la porosité des éprouvettes augmente après percolation par l'effluent liquide acide ;

- le volume final des éprouvettes polluées diminue quand on le compare à celui de son équivalente non polluée après percolation ;
- d'une manière générale, le poids volumique sec diminue légèrement par rapport à l'état initial pour le sol sain, alors qu'il décroît sensiblement pour le sol contaminé.

L'effluent liquide du bassin de rétention de Kipushi utilisé dans le cas de sol pollué présente un caractère acide (pH = 5,9). La figure VI-9 montre la variation de la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) du sol en fonction du liquide saturant. La conductivité hydraulique saturée du sol latéritique percolé par l'effluent liquide acide augmente quand on la compare à sa valeur de référence (essai avec l'eau déminéralisée).

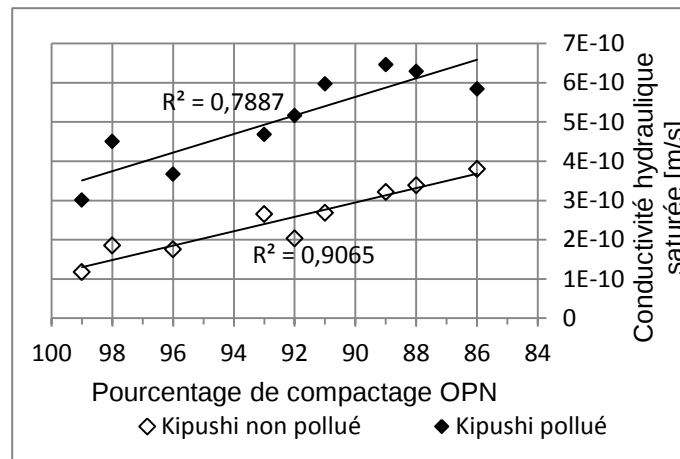


Figure VI-9 : Variation de k_{sat} des sols pollué et non pollué.

Cette augmentation de la conductivité hydraulique du sol pollué est attribuée aux réactions chimiques entre l'effluent acide et les minéraux d'argile. Il est rapporté dans la littérature que les liquides fortement acide et fortement basiques peuvent dissoudre les minéraux argileux (Uppot et Stephenson, 1989) [145]. La dissolution des particules minérales d'argile par l'effluent acide augmentent la porosité effective et concomitamment la conductivité hydraulique. L'augmentation de conductivité hydraulique de sol latéritique après contamination par l'effluent liquide acide est attribuée principalement aux raisons suivantes :

- les réactions chimiques entre l'effluent et les minéraux d'argile ;
- les changements structuraux qui apparaissent dans un sol après pollution lorsque l'eau de pore est remplacée par l'effluent liquide acide ce qui implique une augmentation du pourcentage de vides qu'avec l'eau distillée comme liquide interstitiel.

Sur la figure VI-10 nous présentons la variation du pourcentage de vides après essai en fonction de la porosité des éprouvettes avant percolation des liquides. Il est à remarquer une nette augmentation du pourcentage de vides dans les éprouvettes percolées par l'effluent liquide acide, la pente de la courbe de régression linéaire étant supérieure à 45° soit 54,01° ce qui indique que la porosité après percolation augmente en régression linéaire de plus ou moins 20 % par rapport à l'état initial. Toutefois, une légère augmentation de plus ou moins 4 % est aussi observée avec une pente de régression linéaire de plus de 46,79 dans le cas de sol non pollué.

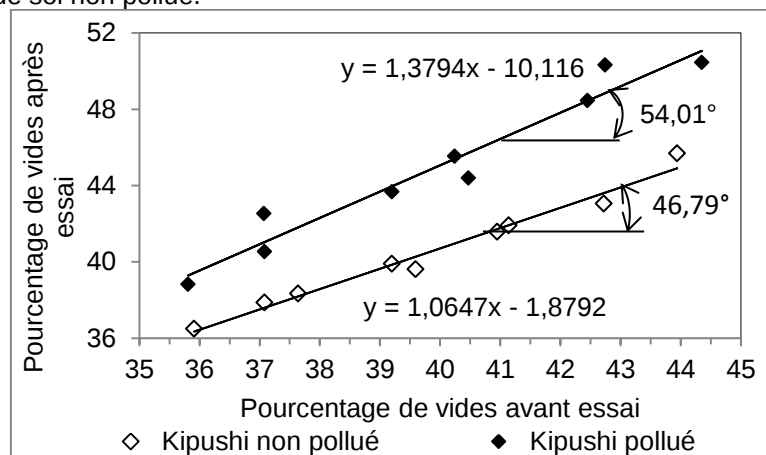


Figure VI-10 : Variation de la porosité après essais en fonction de l'état initial

Ainsi, sur base des résultats des analyses qui précèdent, les conclusions suivantes peuvent être tirées: la conductivité hydraulique saturée et la porosité de sol sont probablement altérées en raison des réactions chimiques de l'effluent liquide acide avec le sol. Les résultats précédents présentent l'effet à court terme de pollution par l'effluent liquide acide sur les caractéristiques hydraulique et physique de sol latéritique.

VI.5. IMPACT DE LA POLLUTION SUR LES PARAMETRES MECANIQUES

VI.5.1. EFFET DES EFFLUENTS LIQUIDES SUR LA COMPRESSIBILITE

✍ Compressibilité à l'œdomètre

Pour des sols argileux modérés ou expansifs, comme le kaolin, les déformations au niveau de la microstructure affectent le comportement global (la macrostructure) (Gens et Alonso, 1992). C'est ce qui explique le changement du comportement observé (DI Maio, 1996 ; Wahid et al., 2011).

Des déformations microstructurales causées par l'interaction chimique peuvent être calculées par la loi exponentielle donnée par l'équation VI-7. [147] :

$$d\varepsilon_m = \beta_m e^{-\alpha_m p'} dp' \quad [\text{VI-10}]$$

qui considère que la distance entre des plaquettes parallèles d'argile est fonction de la contrainte effective p' , et des paramètres du matériau α_m et β_m associés à la taille de la double couche (Alonso 1998). Ceci est aussi une approche simpliste parce qu'il ne considère pas la structure du sol, mais peut être un point de départ pour considérer des effets osmotiques dans la modélisation du comportement microstructural.

Dans ce paragraphe, nous analysons le comportement volumétrique pour les sols latéritiques compactés et saturés en effluent liquide des bassins des digues.

Les phénomènes de variation de volume, avec ou sans charge appliquée, sont essentiellement fonction du comportement de l'eau interparticulaire et, par conséquent, de propriétés physico-chimiques du matériau.

- Dans le cas du retrait et du gonflement qui sont des phénomènes naturels, c'est l'état d'hydratation initial et les propriétés physico-chimiques des matériaux qui constituent le moteur du phénomène ;
- Dans le cas de la compressibilité et de la consolidation c'est la charge appliquée qui conditionne les caractéristiques finales du matériau, mais l'allure et la vitesse du mouvement sont liées aux propriétés physico-chimiques.

De nombreux paramètres mesurent l'évolution des phénomènes ; parmi les plus significatifs, on a :

- le potentiel de gonflement et le gonflement libre ;
- le module de déformation œdométrique $E_{\text{œd}}$; le coefficient de compressibilité monoaxiale C_c et le coefficient de consolidation C_v

Les éprouvettes pour cette expérience ont été confectionnées avec les densités sèches et les teneurs en eau des tableaux V-6 et V-7. La saturation était faite à l'eau polluée issue des bassins de rétentions, alors que dans le chapitre précédent, elle était faite à l'eau déminéralisée du laboratoire (cfr.V.2.3.2.2.). Le but est ici d'analyser le comportement du sol en présence d'un milieu favorable à l'échange ionique. Pour s'assurer de la saturation des éprouvettes, l'imbibition avec des effluents liquides pollués des bassins de rétention a été maintenue pendant plus ou moins 48 heures avant l'application des incréments de contrainte verticale. L'effet des succion et densité initiales avant l'imbibition a été aussi examiné en préparant certaines éprouvettes avec une teneur en eau très faible (éprouvettes plus ou moins sèches) et en les soumettant à des incréments de contrainte

verticale sans saturation. Et certaines de ces éprouvettes sont saturées en cours d'essais sous chargement pour simuler l'effondrement.

Afin de comparer l'influence possible des ions présents dans l'eau, et leur interaction avec la double couche diffuse des argiles contenues dans la latérite, la série d'essais avec l'eau polluée été lancée avec les mêmes paliers de contraintes et les éprouvettes destinées à cette série d'essais étaient confectionnées avec les mêmes paramètres d'états initiaux. Les essais œdométriques exécutés sont listés dans les tableaux VI-4 et VI-6, respectivement pour la latérite de Kipushi sous pollution acide et celle da Kakanda sous pollution basique.

Tableau VI-4 : *Paramètres d'états initiaux (caractéristiques physiques) des éprouvettes*

N° Essai		γ_d	ω	γ_n	n	e_0	ω_{sat}	S_r
H ₂ O Distillée	H ₂ O Polluée	[kN /m ³]	[%]	[kN /m ³]	[%]	[-]	[%]	[%]
17	23	16.83	14.89	19.34	37,33	0,60	21,75	68,46
18	24	14.82	22.52	18.16	44,82	0,81	29,66	75,93
19	25	17.64	13.82	20.08	34,32	0,52	19,08	72,43
20	26	15.86	19.67	18.98	40,95	0,69	25,33	77,65
21	27	16.82	17.75	20.02	37,36	0,60	21,79	81,46
22	28	18.47	12.10	20.70	31,12	0,45	16,53	73,20

Chacune des courbes œdométriques polluées a été placée avec son équivalente déminéralisée sur le même graphe, afin de pouvoir les comparer adéquatement. La figure VI-11 reprend certaines de ces courbes parmi une dizaine réalisée.

- Pollution du sol latéritique par l'effluent liquide acide-bassin de Kipushi.

Dans chaque cas, on remarque que la pollution entraine un gonflement initial plus faible et un tassement final plus important pour les échantillons pollués. L'allure des courbes est également légèrement différente, ce qui indique des paramètres de compressibilité différents.

Il est intéressant de voir également l'influence sur les paramètres de compressibilité, d'une part du poids volumique sec initial, d'autre part de la teneur en eau initiale, ainsi que la différence dans les cas déminéralisés et pollués acides. La figure VI-12 résume toutes ces influences pour le module œdométrique. On remarque que ce module est directement proportionnel au poids volumique, tandis qu'il est inversement proportionnel à la teneur en eau. La pollution joue aussi un rôle important, car elle diminue la valeur de ce module ce qui conduit à une forte déformabilité de sol. La moyenne des

essais déminéralisés est plus élevée. Le module œdométrique pour le sol pollué décroît d'environ 11%.

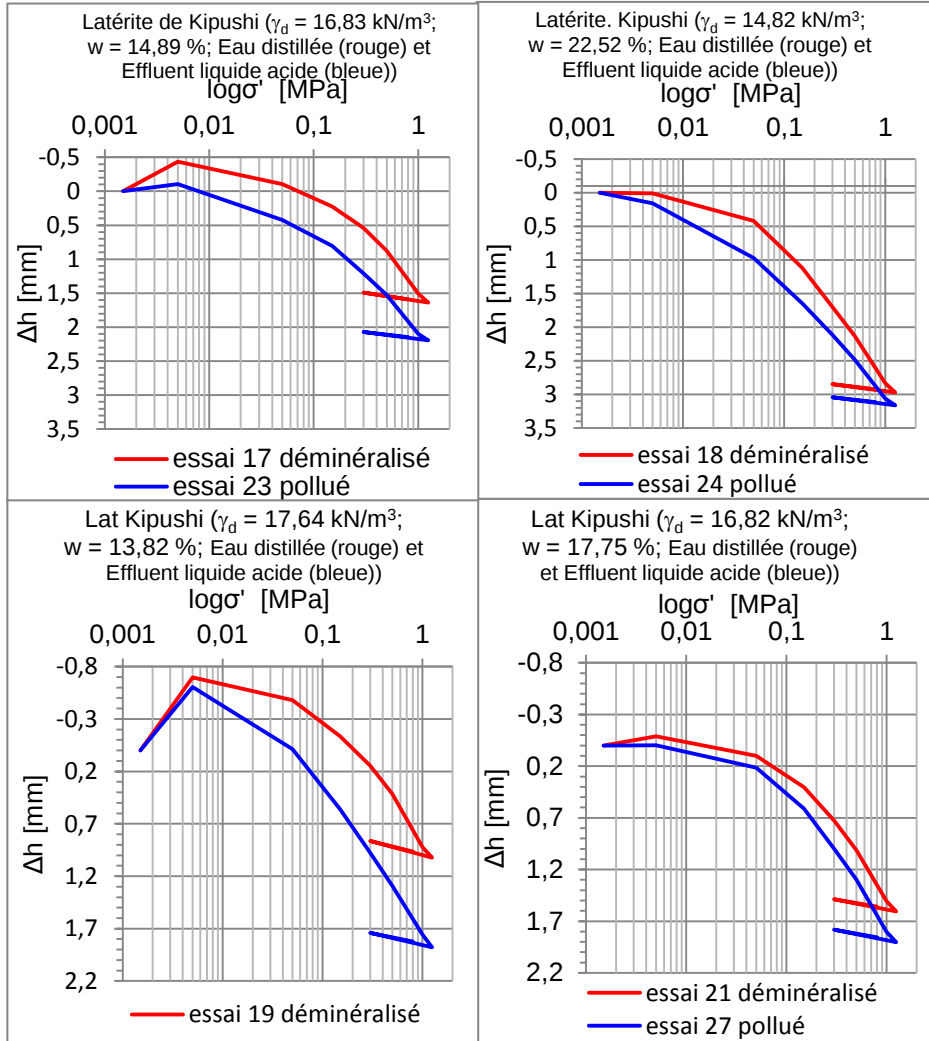


Figure VI-11 : Influence de la pollution acide sur les courbes œdométriques.

La constante de compression C et le coefficient de compressibilité a_v sont directement liés au module œdométrique :

$$C = E_{oed} \frac{\ln \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}}{\Delta \sigma} \quad [\text{VI-11}]$$

$$a_v = \frac{1}{E_{oed}} \quad [\text{VI-12}]$$

$$C = \frac{2,3(1+e_0)}{c_c} \quad [\text{VI-13}]$$

avec

- C : la constante de compressibilité, adimensionnelle ;
- $\Delta\sigma$: l'augmentation de contrainte, en $[kPa \text{ ou } MPa]$, $\sigma'_f = \sigma'_i + \Delta\sigma'$;
- a_v : le coefficient de compressibilité ;
- E_{oed} : le module œdométrique donné par :

$$E_{\text{oed}} = \frac{H}{\Delta H} \Delta\sigma' \quad [\text{VI-14}]$$

Les résultats chiffrés de différentes caractéristiques mécaniques de compressibilité sont reportés dans le tableau VI-5. Les moyennes ont été séparées pour chaque série d'essais, afin de voir l'influence que peut exercer la pollution sur ces paramètres

Tableau VI-5 : *Caractéristiques mécaniques de compressibilité pour les deux séries d'essais.*

N° Essai	E_{oed} [MPa]	a_v [MPa ⁻¹]	C [-]	$A.$ [-]
17	16,8	0,06	23,2	193
18	16,6	0,06	23	242
19	20,5	0,05	28,4	190
20	17,9	0,06	24,8	247,1
21	19,2	0,05	26,3	250,4
Moyenne deminéralisés	18,2	0,06	25,1	224,5
23	15,2	0,07	21,1	245,7
24	13,6	0,07	18,8	256,6
25	18,9	0,05	26,1	225,7
26	14,4	0,07	19,9	278
27	19,0	0,05	26	269
Moyenne pollués	16,2	0,06	22,4	255

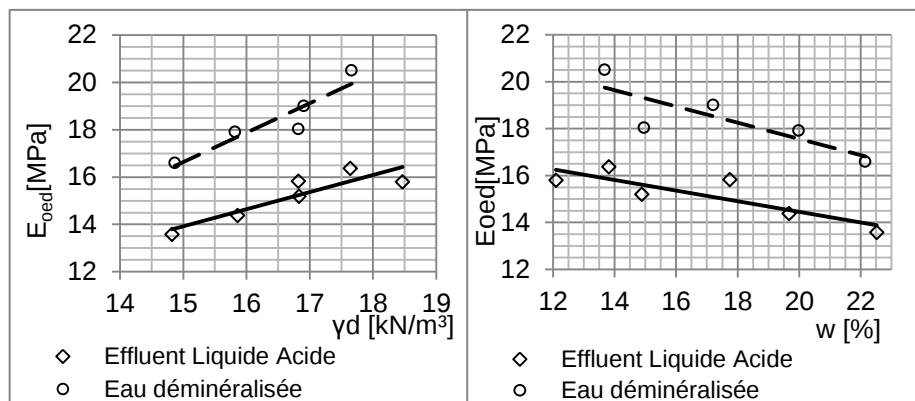


Figure VI-12 : *Evolution du module œdométrique en fonction de γ_d et de w*

La Figure VI-13 illustre pour sa part les influences sur la constante de gonflement A . La tendance est ici inversée par rapport au module œdométrique : A diminue avec γ_d et augmente avec w , à la fois dans le cas déminéralisé et dans le cas pollué. A représente la notion de « résistance au gonflement », en effet, au plus A est grand, au moins le sol gonfle.

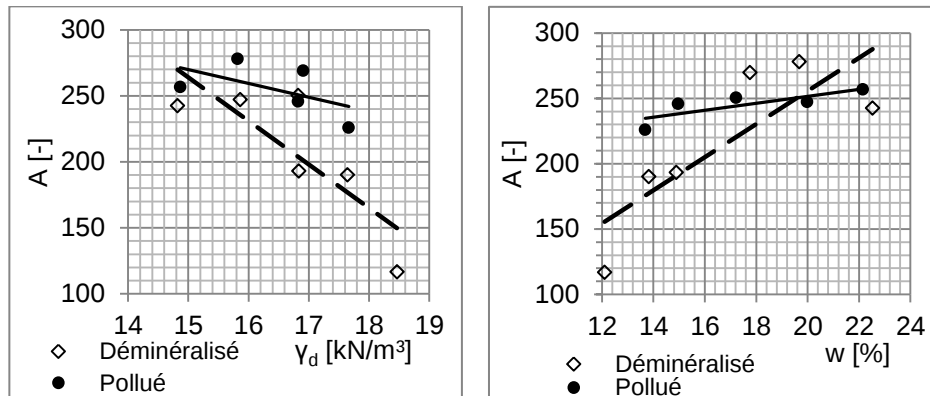


Figure VI-13– Evolution de la constante de gonflement en fonction de γ_d et de w , pour les cas déminéralisé et pollué

Ainsi un sol plus dense aura tendance à se détendre, d'où une constante de gonflement A plus faible.

Le liquide de percolation influence de manière plus ou moins marquée les caractéristiques de compressibilité du sol latéritique, il est dès lors important d'en tenir compte dans le dimensionnement d'ouvrages de retenue de rejets miniers.

- Pollution du sol latéritique par l'effluent liquide basique – bassin de KDA

Le tableau VI-6 reprend les états initiaux des éprouvettes confectionnées ainsi que le type d'essai réalisé selon qu'on utilise comme fluide saturant de l'eau déminéralisée ou de l'eau polluée, en tassement et en gonflement. Les éprouvettes sont préparées avec une teneur en eau $w_{in situ} = 11,56\%$ et une densité sèche $\gamma_{in situ} = 15,40 \text{ kN/m}^3$ (mesurées au densitomètre à membrane) et $w_{Proctor} = 12,94\%$, $\gamma_{Proctor} = 18,64 \text{ kN/m}^3$ (référence de l'optimum Proctor).

Afin de pouvoir comparer l'évolution de tassement et de gonflement des échantillons dans des conditions de saturation en eau déminéralisée et en effluent liquide basique, des paliers de chargement identique ont été appliqués dans les deux cas.

Tableau VI-6: *Types d'essais réalisés et paramètres d'état initiaux*

Paramètres	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6
w et γ_d	Proctor	In situ	Proctor	In situ	In situ	In situ
Eau	Distillée	Distillée	Polluée	Polluée	Distillée	Polluée
Essai de	Tassement	Tassement	Tassement	Tassement	Gonflement	Gonflement

Les résultats de tests sont présentés sur les figures VI-14 et VI-15 pour le tassement et pour le gonflement respectivement.

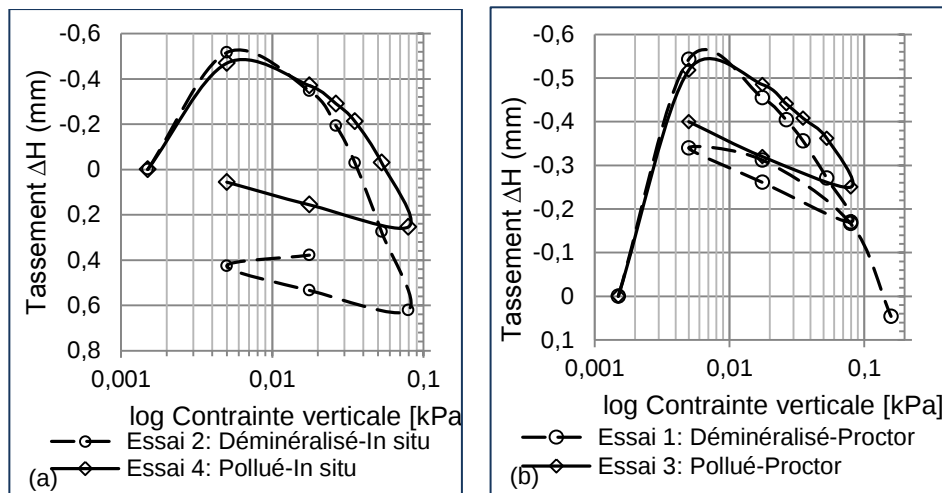


Figure VI-14 : Influence du liquide saturant sur les courbes œdométriques

La figure VI-14 présente les résultats des échantillons compactés au poids volumique in situ. Les courbes montrent, d'abord, une phase de gonflement due à la saturation du sol et à la faible charge appliquée au premier palier. L'échantillon saturé en eau déminéralisée gonfle plus que son équivalent en eau polluée. Ce constat a été aussi fait lors des essais œdométriques précédents où les éprouvettes saturées en eau distillée gonflent plus que leurs équivalentes saturées en eau polluée (figure VI-11), les analyses de la perméabilité ont indiqué un volume final plus grand pour les échantillons percolés par l'eau déminéralisée (Tableau VI-3). Durant les paliers qui suivent, les courbes se croisent. Le septième palier de chargement mène finalement l'échantillon déminéralisé à un tassement supérieur à celui de l'échantillon pollué. Ce phénomène est confirmé pour les éprouvettes compactées à la densité in situ que pour celles densifiées à l'optimum Proctor. D'autres résultats de nos analyses non repris dans ce travail présentent la même réponse du matériau. Les valeurs chiffrées de tassement enregistré sont présentées dans le tableau VI-7.

Tableau VI-7 : Comparaison des tassements et des modules pour les sols sain et contaminé par l'effluent liquide basique

Tassement	In situ		Proctor	
	Pollué (4)	Déminéralisé (2)	Pollué (3)	Déminéralisé (1)
Rapport des tassements : pollué/déminéralisé	3,8 %	5,9 %	1,3 %	2 %
	0,64		0,65	
C [-]	60	33	169	111
E_{oed} [MPa]	8,44	4,65	23,71	15,56
E [MPa]	5,69	3,13	16	10,5

Ce tableau indique que le module d'Young (calculé avec un coefficient de poisson ν de 0,33) augmente avec l'accroissement de la densité du sol (1 et 3) et de la réactivité du liquide saturant (3 et 4)

- Effet de la saturation aux effluents liquides basiques sur le gonflement

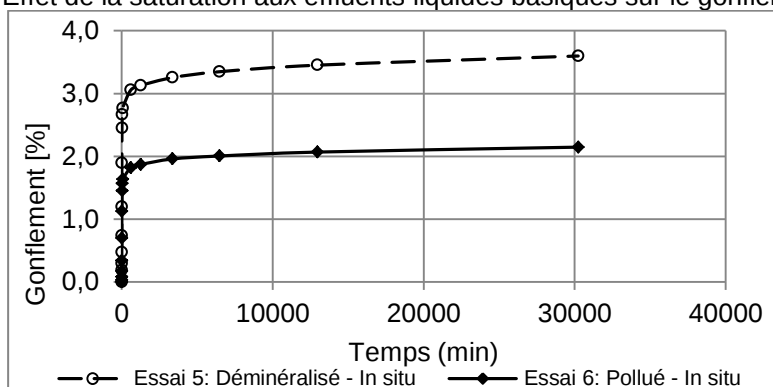


Figure VI-15 : Courbes de gonflement en fonction du liquide saturant

Les deux courbes de gonflement présentées à la figure VI-15 confirment les analyses effectuées précédemment. Le gonflement est, lui aussi, fortement atténué par le milieu pollué basique. Les résultats concordent avec ceux des figures VI-14 (a) et (b).

✍ Effondrement des sols latéritiques

Une vingtaine d'essais d'effondrement ont été réalisés à l'œdomètre sous saturation à l'eau déminéralisée ou aux effluents liquides acide et basique. La procédure a consisté à lancer les tests à sec jusqu'au palier de 1 MPa; la saturation est faite à la fin de ce palier. Le palier suivant est appliqué 72 heures après remplissage de la cellule œdométrique en liquide. Les résultats de ces analyses sont présentés sur les graphiques des figures VI-16 et IV-17 respectivement pour les sols de Kipushi et de Kakanda.

- Effet de la saturation aux effluents liquides acide sur l'effondrement.

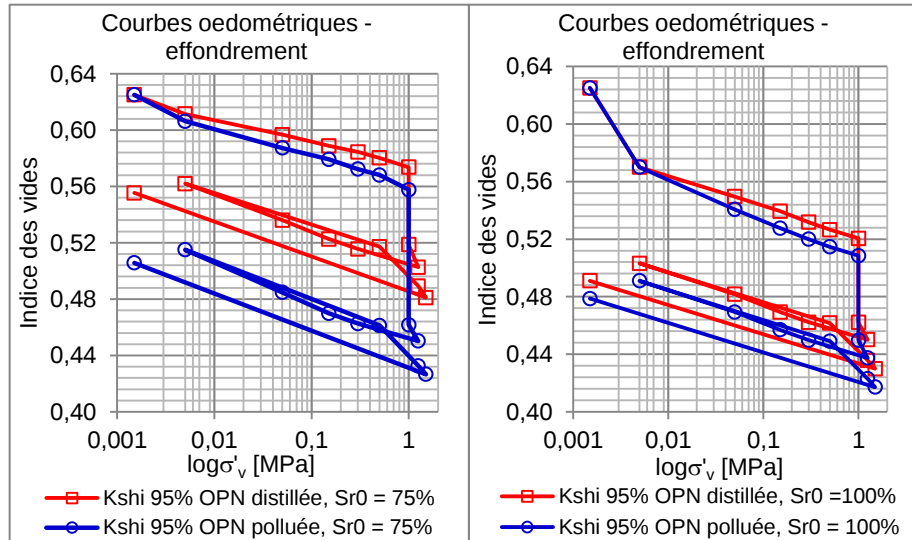


Figure VI-16: Courbes d'effondrement en milieu acide en fonction du degré de saturation initiale ($Sr_0 > 50\%$)

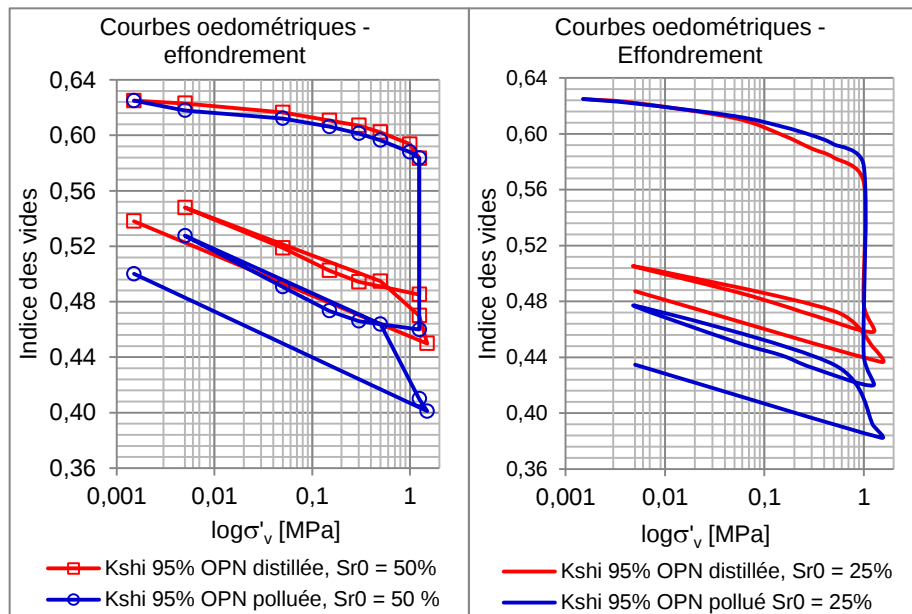


Figure VI-17: Courbes d'effondrement en milieu acide en fonction du degré de saturation initiale ($Sr_0 < 50\%$)

Suite au mouillage sous chargement constant, nous avons simulé le phénomène d'effondrement à partir d'essais œdométriques classiques. Les résultats montrent d'une part l'effet des variations de la teneur initiale en liquide saturant et d'autre part l'influence de la nature chimique de ce liquide sur l'effondrement. L'effondrement observé sous la contrainte verticale de 1MPa sous l'eau déminéralisée est inférieur à celui observé sous l'effluent liquide acide pour les mêmes états initiaux des éprouvettes et les mêmes états de chargement (figures VI-16 et VI-17).

Ce comportement pourrait être dû à une forte et rapide destruction des liants (carbonates, hydroxydes de fer et d'aluminium) par l'acidité du fluide saturant comparativement à l'hydratation par l'eau distillée.

Par contre en milieu basique, l'effondrement est inférieur à celui enregistré sous l'eau déminéralisée (figure VI-18): ceci pourrait s'expliquer par l'apport de ciment (chaux éteinte) qui freine tant soit peu la déformabilité.

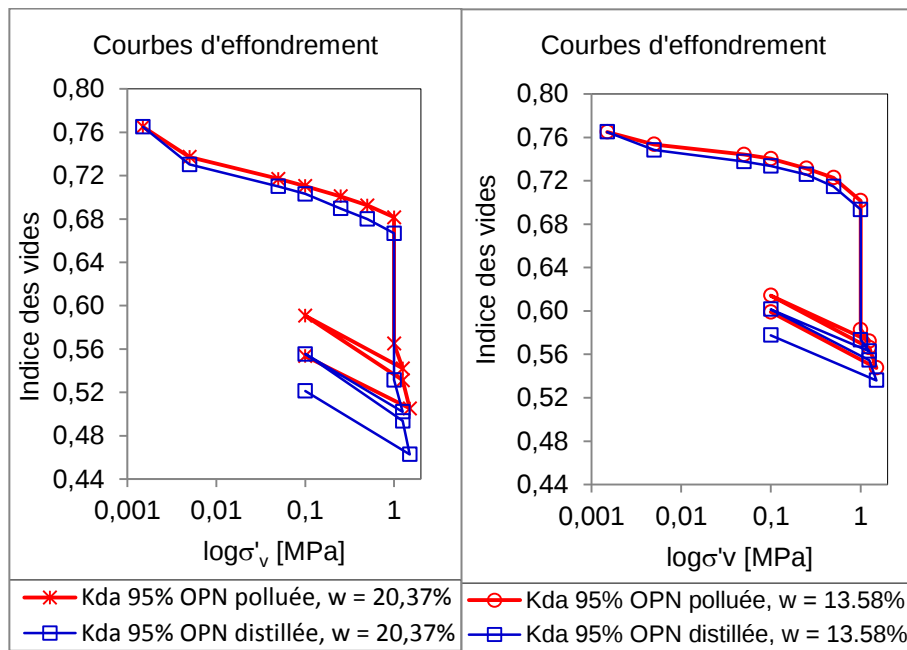


Figure VI-18: Courbes d'effondrement en milieu basique (bassin de KDA)

Quant à l'impact du degré de saturation initiale, il faut remarquer que la chute des caractéristiques de résistance conduisant à l'effondrement est d'autant plus grande que la teneur en eau initiale de mise en œuvre était faible. Ainsi, lors de l'effondrement pour un degré de saturation initiale de 100%, l'indice de vide passe de 52,05 à 46,22% sous l'eau déminéralisée et de 50,85 à 44,97% sous l'effluent liquide acide ; alors que sous un degré de

saturation initiale de 25%, l'indice de vide passe de 56,55 à 47,82% en eau distillée et de 57,73 à 44,18% en eau polluée. Soit un effondrement de 11,20% contre 15,44% dans l'eau déminéralisée et de 11,56% contre 23,47% dans l'eau polluée respectivement de $Sr_0 = 100\%$ à $Sr_0 = 25\%$. L'effondrement est doublé dans l'eau polluée soit 50,75 % d'augmentation.

La teneur en eau et la densité qui conduisent, en cas d'imbibition, au meilleur compromis entre la chute de résistance et la résistance résiduelle, correspondent aux valeurs de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale relatives à l'énergie de compactage considérée. Ceci pourrait être une des raisons pour lesquelles on cherche, dans la pratique à se rapprocher autant que possible de la teneur en eau optimale (w_{opt}). Si le matériau est à une teneur en eau sensiblement plus élevée que la teneur en eau optimale, l'effondrement après immersion restera faible. Un remblai construit avec un tel matériau, à condition que sa stabilité globale soit assurée (pente de talus faible, vitesse de dissipation des pressions interstitielles supérieures à la vitesse de construction du remblai...), n'évoluera plus même si une réimbibition se produit mais il aura posé des problèmes à l'exécution (mauvaise traficabilité des engins de transport, difficultés pour régler les plates-formes, etc.). En revanche, si la teneur en eau du matériau est largement inférieure à la teneur en eau optimale, le matériau aura une grande résistance pendant la réalisation, ce qui est intéressant pour la traficabilité des engins mais rendra difficile le compactage (il sera toujours difficile d'atteindre 95 % de la densité sèche maximum Proctor Normal). Et si le matériau vient à être réimbibé (cas d'une inondation ou d'une augmentation du niveau des effluents liquides du bassin), l'effondrement sera brutal surtout en milieu acide. Ceci est illustré sur la figure VI-19 où l'effondrement est bien marqué par rapport à la courbe œdométrique classique.

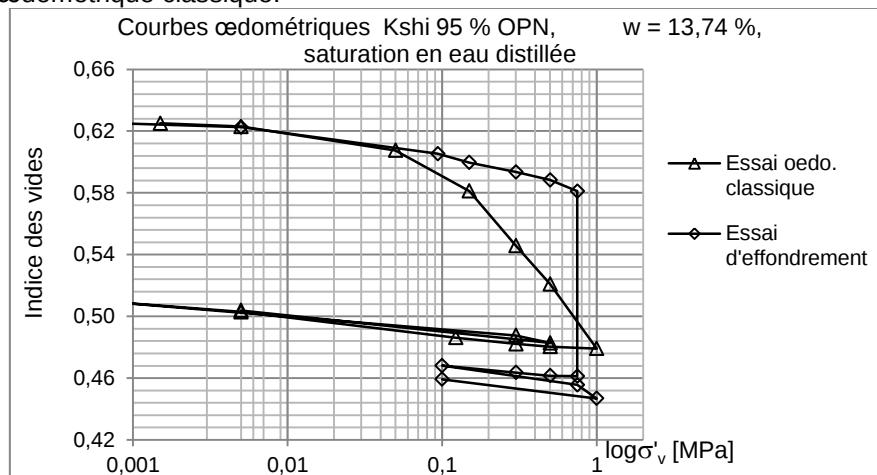


Figure VI-19 : Comparaison courbe œdométrique classique et courbe d'effondrement sous mêmes conditions.

Dans le tableau VI-8 nous résumons à même temps l'influence de la pollution acide et du degré de saturation initiale des éprouvettes sur l'effondrement. Au plus la teneur en eau initiale de l'éprouvette sera élevée, au moins sera l'effondrement après imbibition, Au plus la teneur en eau initiale de l'éprouvette sera faible, au plus l'effondrement après imbibition sera grand. Ainsi sous faible degré de saturation initiale, l'effondrement augmente de ± 34 % du sol non contaminé au sol pollué acide

Tableau VI-8: *Influence de l'effluent liquide acide et de la saturation initiale des éprouvettes sur l'effondrement.*

	$S_{r0} = 100\%$	$S_{r0} = 25\%$	Augmentation en fonction de S_{r0})
Δe (H ₂ O) distillée	11,20 %	15,44 %	27,46 %
Δe (H ₂ O) polluée acide	11,56 %	23,47 %	50,75%
Augmentation sous pollution	0,36 %	8,03%	

VI.5.2. EFFET DES EFFLUENTS LIQUIDES SUR LES PARAMETRES DE CISAILEMENT

L'influence de la pollution sur la réponse des sols latéritiques au chargement triaxial monotone non drainé est décrite dans les figures qui suivent. Sous même état initial ($\gamma^d = 17,31 \text{ kN/m}^3$ et $w = 14,95\%$), la figure VI-20 présente les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb et les paramètres de cisaillement γ afférants. Il ressort que la pollution acide diminue la cohésion, avec une légère augmentation du frottement interne. Ce constat est fait sur une quinzaine d'essais dont la répétabilité semble uniforme et est présentée en annexe.

La figure VI-21 donne une réponse semblable en milieu acide dans le plan de Cambridge. Par contre, il y a une augmentation de plus ou moins 42% de la cohésion effective et une diminution dans l'angle de friction en conséquence de la contamination par l'effluent liquide basique pour les éprouvettes testés à 90% de la densité sèche OPN pour le sol de Kakanda (figure VI-22). Cette augmentation de la cohésion pourrait être attribuée à l'apport des cations échangeables par l'effluent liquide basique dans les ligands du sol latéritique après interaction avec l'effluent.

Sur les figures VI-23 et VI-24 nous comparons les variations du déviateur et de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (en CU) respectivement dans le cas des sols de Kakanda (à gauche) et de Kipushi (à droite) non contaminés et pollués aux effluents liquides des bassins. Nous n'observons aucune influence de la pollution des sols dans le domaine élastique où les courbes sont confondues. Par contre dans le domaine plastique, le déviateur pour le sol saturé en effluent liquide basique est légèrement supérieur à son équivalent saturé en eau déminéralisée,

tandis qu'il est largement inférieur pour le sol saturé en effluent liquide acide par rapport au sol saturé en eau distillée.

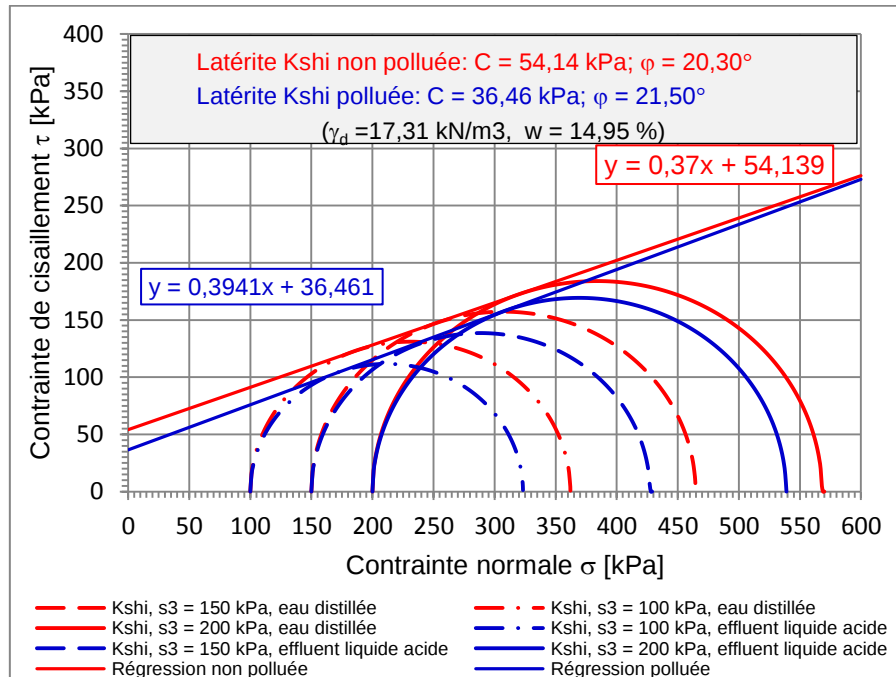


Figure VI-20 : Cercle de Mohr et droite intrinsèque

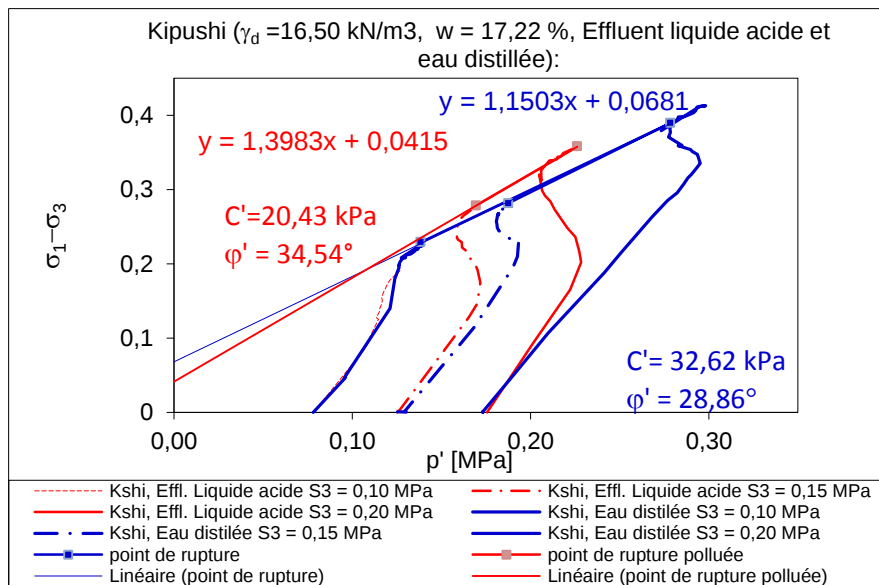


Figure VI-21: Chemin de contraintes et lignes d'état critique pour Kipushi.

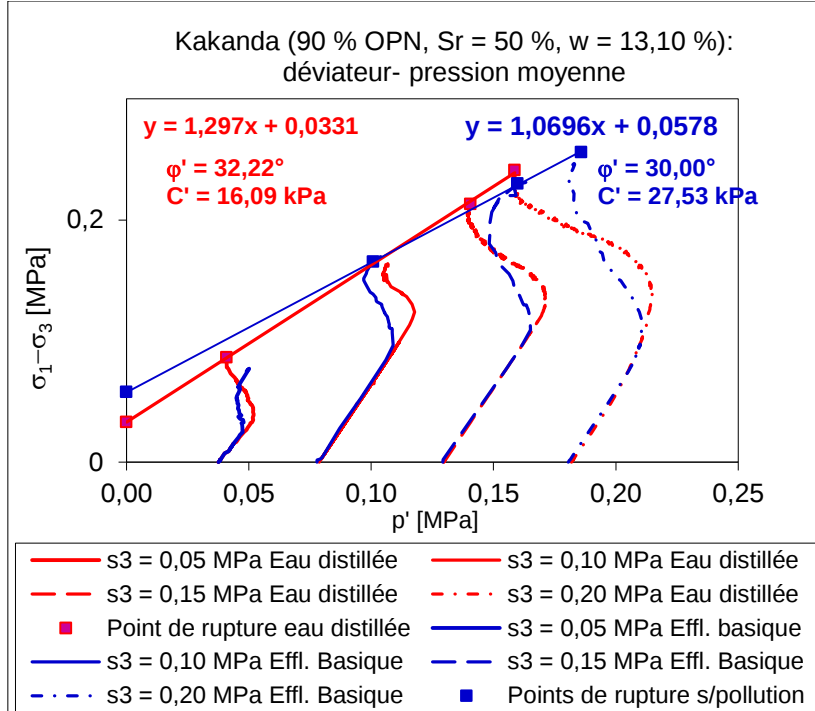


Figure VI-22: Chemin de contraintes effectives et lignes d'état critique pour le sol de Kakanda.

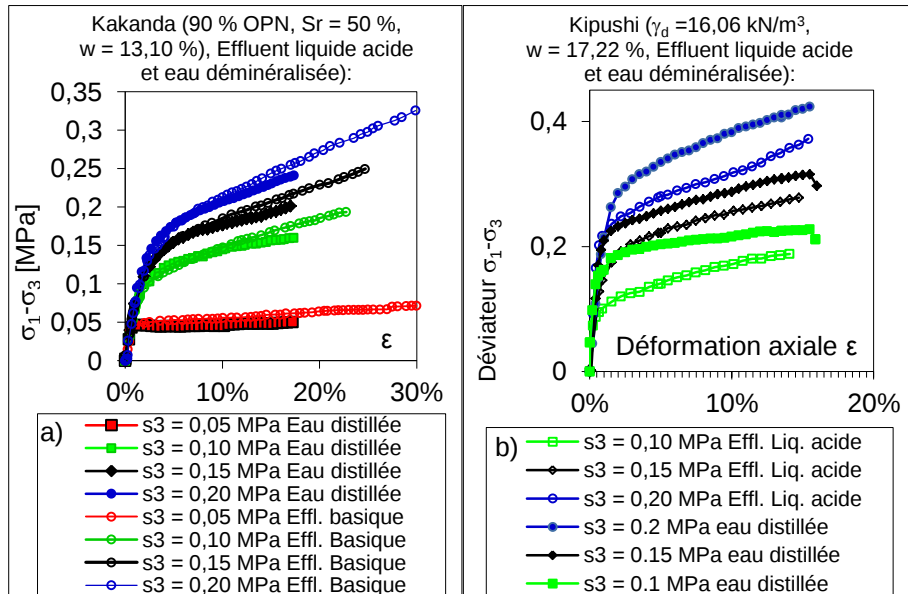


Figure VI-23: Diagramme Déviateur – déformation axiale en CU

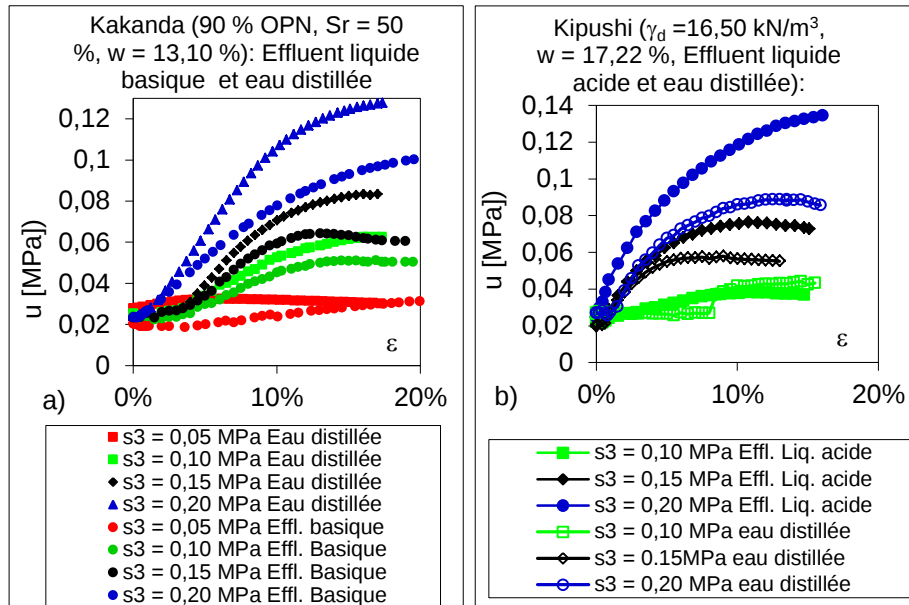


Figure VI-24 : Diagramme Pression interstitielle – Déformation axiale

Quant à la surpression interstitielle, le comportement est tout à fait inverse, la forte augmentation de la pression interstitielle dans le cas du sol saturé à l'effluent liquide acide (figure VI-24-b) va de pair avec la conductivité hydraulique élevée sous pollution acide. Des résultats disponibles dans la littérature [148], [149] attribuent ce comportement à la diminution du pH en milieu acide.

Les figures V-18 et V-19 ont présenté quelques résultats des essais UU et montré l'impact de la succion initiale des éprouvettes sur le déviateur à la rupture sous saturation à l'eau déminéralisée. Sur la figure VI-25, nous comparons les résultats en non consolidé et non drainé. Le comportement reste le même c'est-à-dire une diminution du déviateur sous contamination acide (figure VI-25-a) et une légère augmentation en milieu basique (figure VI-25-b).

Néanmoins, nous remarquons aussi, contrairement aux résultats des figures V-18 et V-19 où les éprouvettes non saturées compactées à 95 % de l'OPN étaient durcissantes, que le matériau partiellement sec ($S_r = 50$ %) et faiblement compacté à 90 % OPN présente un comportement de radoucissement sous faible confinement pour le sol sain, comme pour le sol pollué en milieux acide et basique.

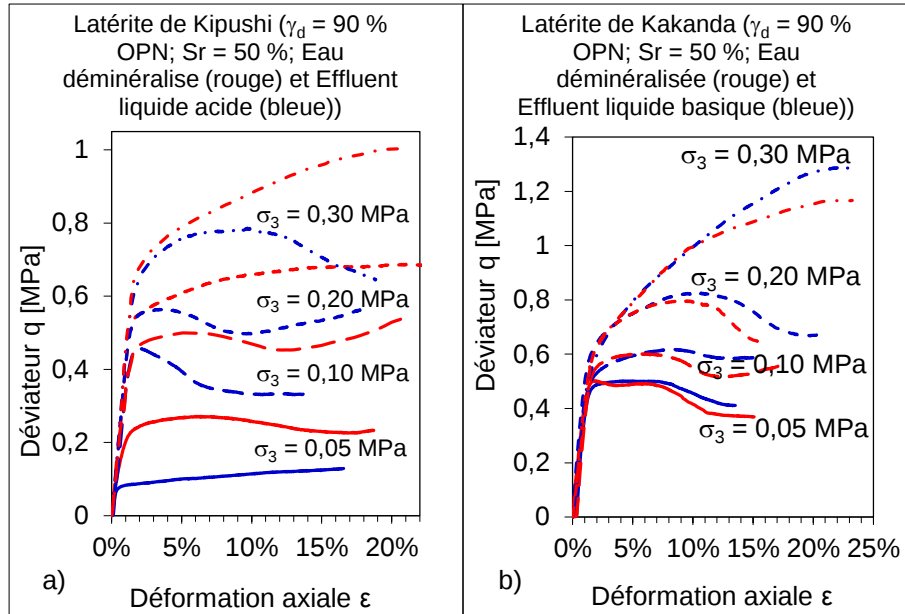


Figure VI-25 : Diagramme Déviateur – déformation axiale en UU

Les études expérimentales de laboratoire sur différents sols ont montré que le module de déformation dépend de nombreux facteurs, notamment de la granulométrie des sols, de la densité, du niveau de confinement, de l'histoire de chargement, du mode de préparation des éprouvettes et du remaniement (Hardin et Richart, 1963 ; Boelle, 1983 ; Hicher, 1985 ; Lo Presti, 1987). [150].

Ces différents facteurs sont connus et ont été étudiés il y a longtemps. Si l'on tient compte de l'influence de la granulométrie et du type de sol, de l'indice des vides (ou compacité) et de la pression de confinement, le module de déformation peut s'écrire sous la forme:

$$\text{Module} = A (\text{matériau}) \times B (\text{compacité}) \times C (\text{pression})$$

avec: A (matériau) : un paramètre qui traduit l'influence de la nature du matériau,

B (compacité): une fonction qui prend en compte la compacité du sol,

C (pression) : une fonction qui rend compte de l'influence de la pression moyenne ou de confinement.

La figure VI-26 montre la variation du module de déformation en fonction de la pression de confinement et indique la chute de ce module en milieu acide

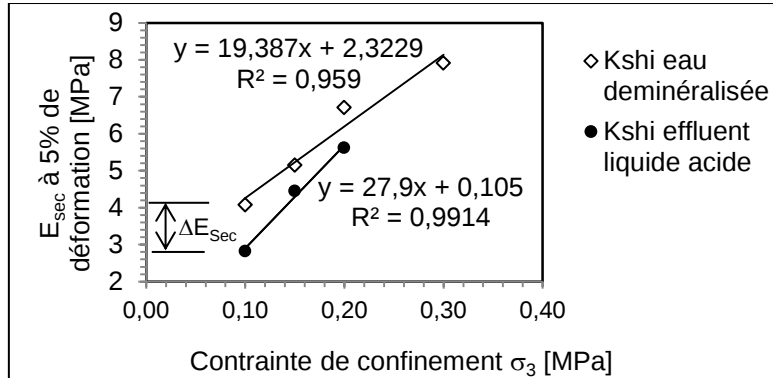


Figure VI-26 : Variation du module de rigidité sécant en fonction de σ latérale

Pour les sols utilisés dans les digues de retenue des rejets miniers, l'influence de la pollution (par les effluents liquides acides ou basiques) n'est pas négligeable, le module de déformation diminue pour les effluents liquides acides et augmente pour ceux basiques, du moins pour les sols latéritiques analysés.

Dans ce cas, le module de déformation peut s'écrire :

Module = A (matériau) x B (compacité) x C (pression) x D (chimisme du fluide percolant)

avec : D (fluide percolant) : un paramètre qui traduit l'influence du pH du liquide percolant la matrice de sol chimisorbé.

✍ Définition du paramètre d'écrouissage, et du point de rupture

Si la contrainte de pic est reconnue comme contrainte à la rupture du matériau ou sa résistance en rupture fragile, la définition de celle-ci n'est pas si évidente quand l'écrouissage apparaît. La définition de la rupture du matériau diffère selon les chercheurs, comme le soulignent Hegemier & Read (1985) cités par F. Descamps & J.-P. Tshibangu. (2012) [151].

La pente H de la tangente à la partie de la courbe déviateur – déformation correspondant au domaine plastique avec écrouissage est définie ici comme paramètre d'écrouissage. Nous avons déterminé la contrainte à la rupture en utilisant l'approche proposée par J.-P. Tshibangu et al. (2012) [151]. C'est la contrainte correspondant à l'intersection des tangentes à la courbe déviateur – déformation axiale dans le domaine élastique (dont la pente est le module de rigidité initiale ou maximum) et dans le domaine plastique avec écrouissage.

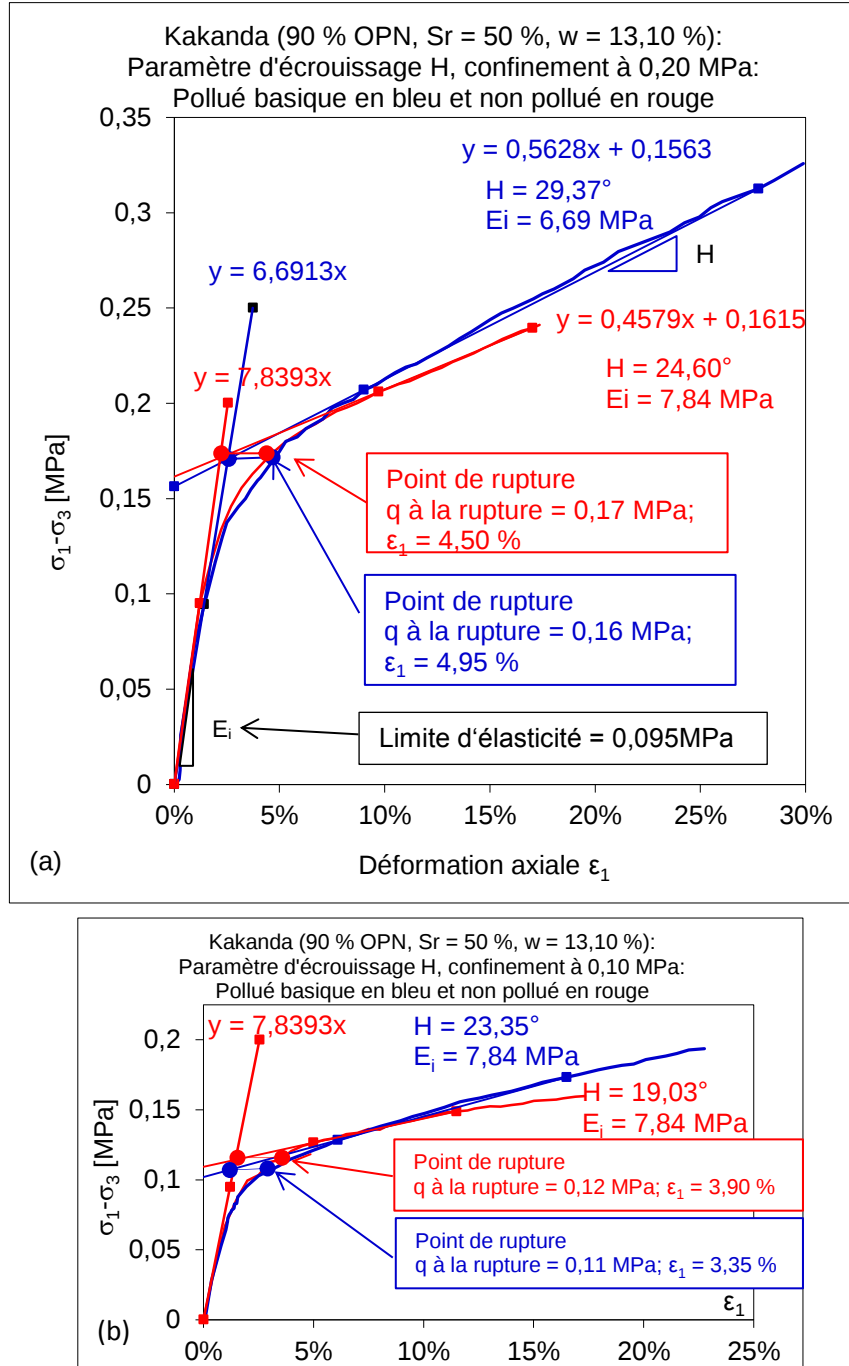


Figure VI-27 : Définition du paramètre d'écrouissage, et de la contrainte à la rupture sous confinements élevé (a) et faible (b).

Les résultats présentés sur la figure VI-27 pour des confinements élevé (a) et faible (b) montrent que la limite d'élasticité est la même pour les sols pollués basiques et non pollués, tandis qu'une légère différence est observée pour le point de rupture (la contrainte à la rupture).

Notons toutefois que cette approche de définition du point de rupture sous-estime sensiblement le déviateur à la rupture. Lors de nos expérimentations aux cellules triaxiales, les ruptures sont observées au-delà de 15 % de déformation axiale pour l'ensemble des éprouvettes. Et, nous avons remarqué une rupture parfois nette avec un plan de glissement, ou alors une rupture en forme de tonneau (figure IV-28).

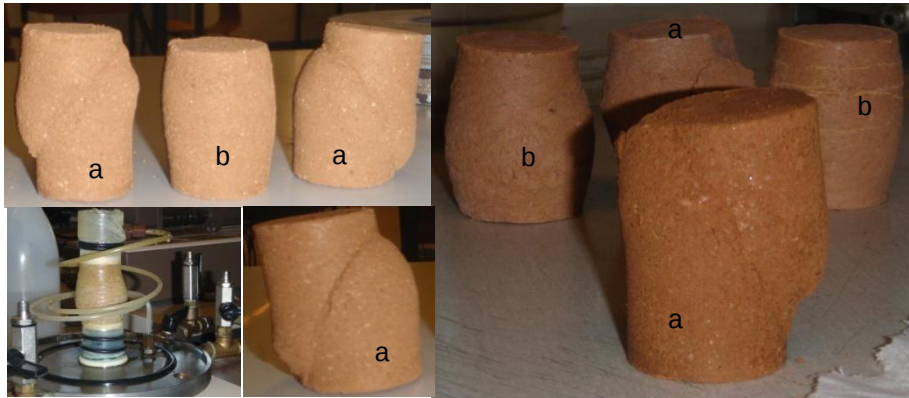


Figure VI-28: Rupture nette avec plan de glissement (a) et rupture en forme de tonneau (b)

La figure VI-29 ci-dessous montre la variation du module d'écroutissage H en fonction du confinement. On y note une augmentation de plus ou moins 27 % du sol non pollué au sol contaminé à l'effluent liquide basique.

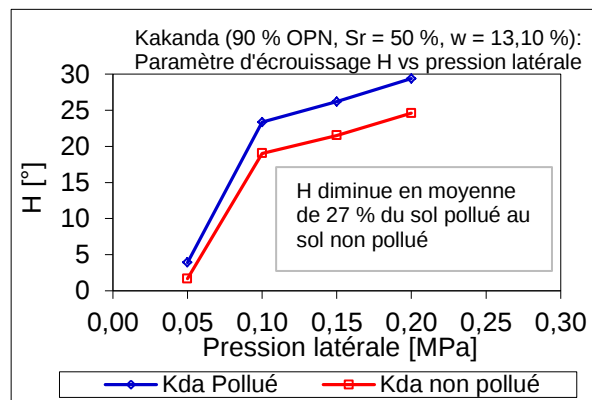


Figure VI-29: Variation du module d'écroutissage en fonction du confinement

En guise de conclusion, l'ensemble des résultats des analyses présentées dans ce chapitre conduit aux mêmes constats : d'une part, une diminution des paramètres mécaniques (de compressibilité et de résistance au cisaillement), de la succion matricielle, de la CEC, du pH et une augmentation de la conductivité hydraulique saturée et de l'indice de plasticité lorsque les spécimens ont été saturés à l'effluent liquide acide et d'autre part, un comportement tout à fait inverse en milieu basique.

La structuration du sol en agrégats agglomérés résulte de l'assemblage des particules entre elles selon des critères de formes et de particularités chimiques. Ces agrégats sont poreux et imbriqués les uns dans les autres à différents niveaux dans les sols. A l'échelle du micromètre et en-dessous, les argiles sont agrégées en raison des matières organiques et de cations multivalents tels que les ions calcium, magnésium et aluminium. Ces agrégats sont cimentés entre eux ou reliés à des constituants plus gros comme les minéraux argileux de fer, de calcaire et de silice.

Si les sollicitations mécaniques peuvent briser les agglomérats, elles ont cependant un effet nul au niveau des microagrégats responsables de la cohésion du sol. A ce niveau, seuls les effets chimiques (échanges d'ions,...), physiques (cycle d'humidification-dessiccation,...) et biochimique ont un effet important sur la microstructure.

Ainsi, la latérite qui est un sol doué d'une cohésion naturelle lui permettant de mieux résister à de sollicitations mécaniques dans des conditions assurant une perméabilité hydraulique normale, peut s'effondrer en cas d'imbibition lorsque l'eau réussit à envahir la totalité des pores. Dans ce cas, les forces capillaires sont partiellement responsables de la cohésion des agglomérats. La disparition de ces forces entraîne le collapse des sols.

D'autre part, la kaolinite qui est l'une des argiles qui assurent dans les sols la cohésion entre les constituants des tailles plus importantes grâce au colmatage établi par les agrégats au niveau de la jonction entre les grains, n'est pas soluble en un seul acide, mais adsorbe en surface des ions aluminium issus de l'environnement acide; il en résulte des réactions très complexes induisant la déstabilisation du colmatage, ce qui conduit à l'effondrement supplémentaire de la structure.

TROISIEME PARTIE: MODELISATION

PRELUDE

Sur base des résultats précédents, nous présentons et testons quelques modèles mathématiques capables de prédire avec une fiabilité plus ou moins acceptable le comportement des sols latéritiques compactés.

Cette troisième partie est structurée en deux chapitres :

- 7 Modèles de prédiction du comportement mécanique des latérites*
- 8 Modèles de prédiction de la conductivité hydraulique saturée des sols latéritiques compactés ;*

Chapitre VII

MODELES DE PREDICTION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS LATERITIQUES COMPACTES

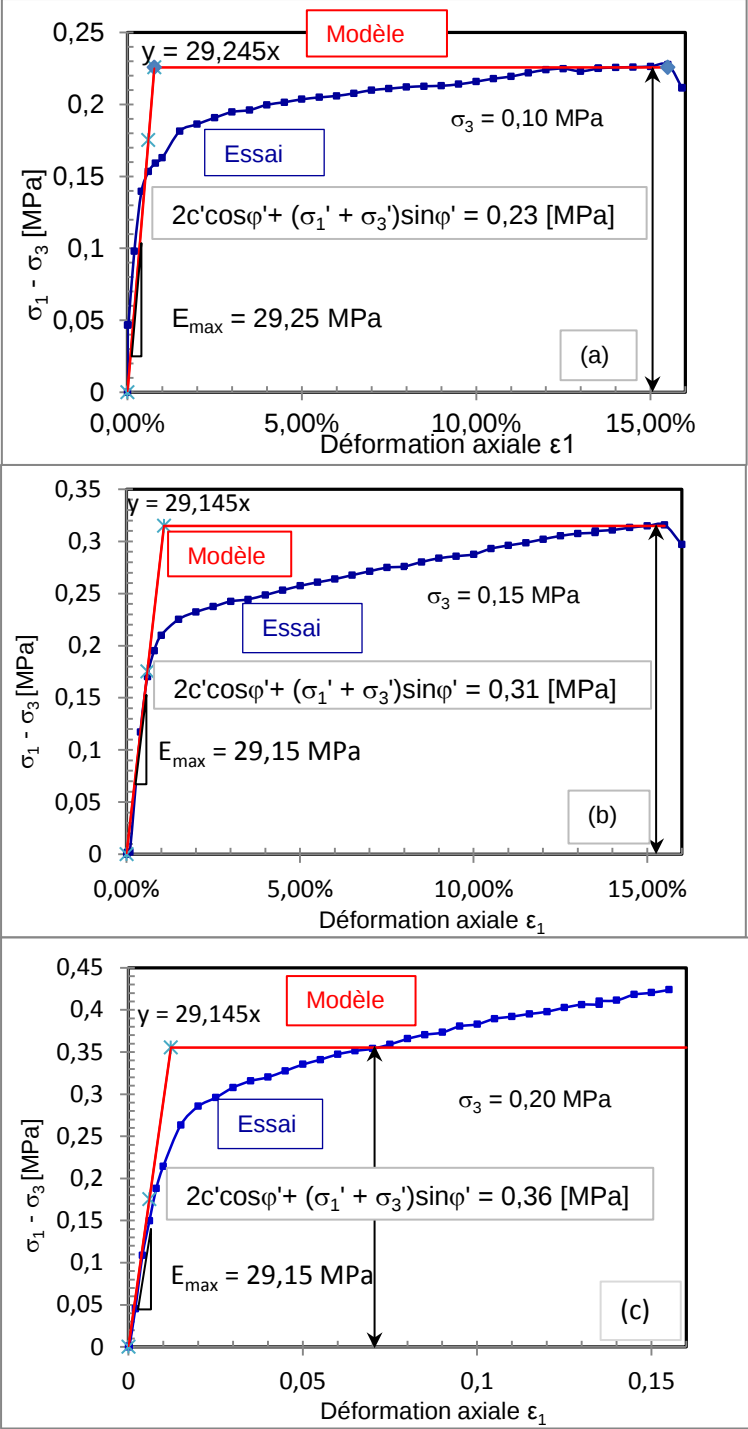
Quelques modèles de comportement présentés au chapitre III ont été testés sur base des résultats de différentes caractérisations réalisées au chapitre IV. Nous présentons dans la suite, uniquement les modèles qui sont retenus pour nos échantillons.

VII.1. MODELE DE MOHR-COULOMB

La figure VII-1 (a, b, et c) modélise le comportement de l'échantillon du sol latéritique de Kipushi par la loi élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb. (cfr. III.2.3.5.2 tableau III-1).

Les résultats de nos tests révèlent l'existence de deux types de comportement qui dépendent du niveau de pression de confinement, le comportement est une fonction du niveau de la pression latérale (σ_3'). Pour de pression de confinement σ_3' élevée (200 et 300 kPa), la contrainte déviatorique augmente fortement. Dans ce cas, le modèle n'approxime plus correctement les résultats expérimentaux. Alors dans quelle plage de contraintes de confinement la loi élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb est-elle appropriée pour ce sol? La courbe du déviateur normalisé avec la pression de confinement en fonction de σ_3' , présentée à la figure VII-2 ci-dessous, permet de répondre à cette question.

Pour la courbe du déviateur normalisé avec la pression de confinement en fonction de la déformation axiale (figure VII-2), nous notons aussi qu'il n'y a aucun comportement unique quand la contrainte de confinement σ_3' augmente et le ratio q'/σ_3' diminue. Nous remarquons une zone de transition entre la zone de faibles pressions de confinement où la loi élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb peut être appliquée et la zone de pressions de confinement élevées où le matériau peut être modélisé par la loi hyperbolique de Kondner.(cfr. III.2.2.2.2).



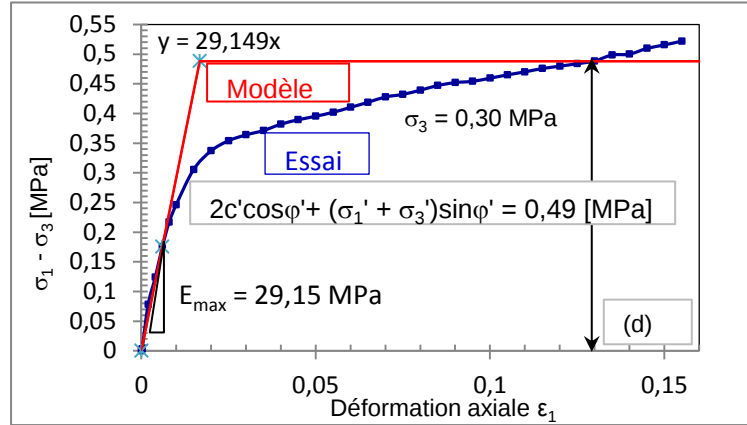


Figure VII-1: Modélisation du comportement par la loi élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb

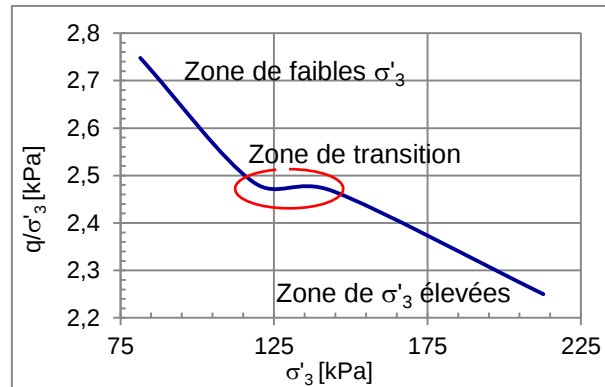


Figure VII-2: Courbes de déviateur normalisé, avec la pression de confinement en fonction de la déformation axiale

VII.2. APPROXIMATION HYPERBOLIQUE DE KONDNER

C'est une relation hyperbolique proposée par Kondner [1963] pour décrire le comportement des sols (Figure III-1), qui s'exprime par la relation [III-22] reprise ci-dessous, avec comme paramètres du modèle: le module d'Young E_i ; la valeur asymptotique de la contrainte déviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$; la contrainte déviatorique à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$; et la constante de rupture R_f .

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad [\text{VII-1}]$$

Dans le plan modifié $[\varepsilon_1, \frac{\varepsilon_1}{q}]$, cette équation est une droite qui coupe l'axe $\frac{\varepsilon_1}{q}$ pour une valeur égale à " a " et a une pente égale à " b ". Alors, la loi d'écroûssage peut être caractérisée par ces deux paramètres : l'ordonnée à

l'origine " a " et la pente " b " des droites obtenues dans le repère modifié. Ces paramètres correspondent, dans le plan $[\varepsilon_1, q]$ aux inverses de la pente de la tangente à l'origine et de l'ordonnée de l'asymptote horizontale respectivement. Ainsi quand ε_1 tend vers l'infini, le déviateur q tend vers la valeur asymptotique du déviateur ultime q_{ult} , et quand ε_1 tend vers 0, $\frac{dq}{d\varepsilon_1}$ tend vers E_i , module tangent.

Le but poursuivi n'étant pas de trouver un modèle de comportement, mais seulement de tester si cette approche permet de différencier les essais en compression triaxiale quand la contrainte effective de confinement varie, nous présentons sur la figure VII-3 les valeurs des coefficients a et b tels que définis par Kondner (1963) pour la latérite de Kipushi sous 95% de l'OPN avec $\varphi' = 28,86^\circ$ et $c' = 0,033 \text{ MPa}$. Les valeurs des paramètres sont consignées dans le tableau VII-1.

Tableau VII-1: Paramètres de la loi hyperbolique de Kondner (28865/01)

σ_3 [MPa]	a	b	$\frac{1}{a} = E_i$ [MPa]	$\frac{1}{b} = q_{ult}$ [MPa]
0,10	0.020	4,408	50,13	0,23
0,15	0.031	3,149	32,46	0,32
0,20	0.034	2,229	29,42	0,45
0,30	0.034	1,815	29,43	0,55

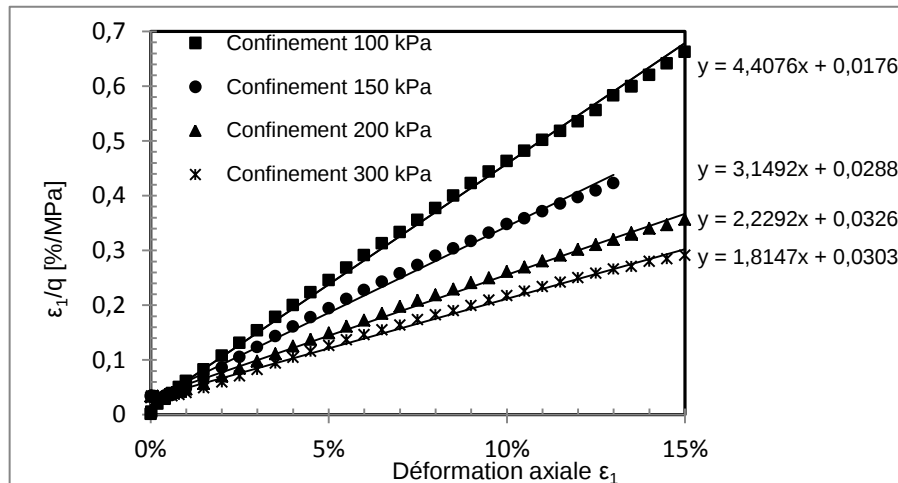


Figure VII-3: Détermination des paramètres du modèle hyperbolique.

Mathématiquement, $1/b$ représente l'asymptote horizontale de l'hyperbole [VII-1]. Les fonctions linéaires de la figure VII-3 justifient l'approximation de type hyperbolique. L'examen des figures VII-4a, VII-4b, VII-4c, VII-4d et VII-5e montre la validité de cette approximation.

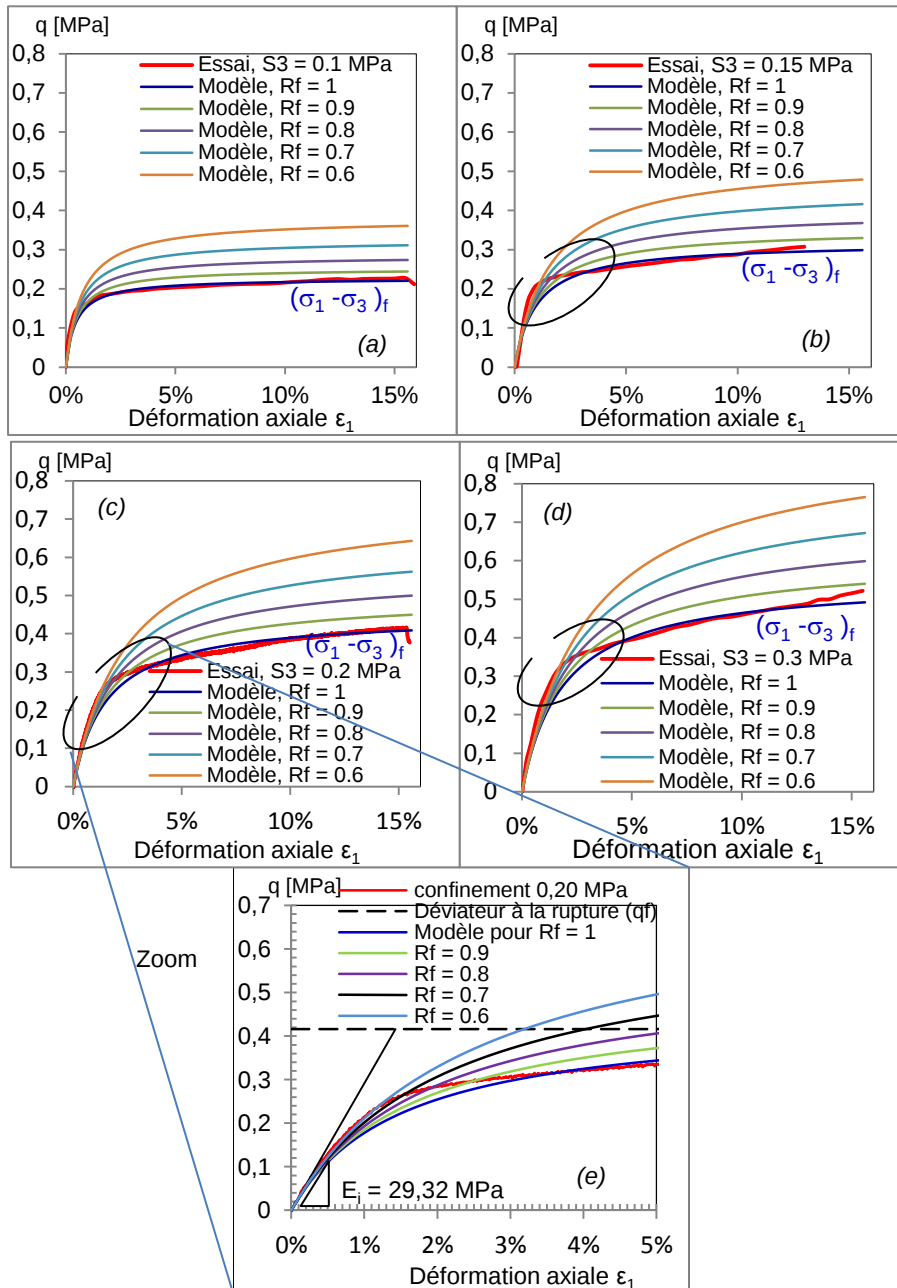


Figure VII-4 : Approximation par la loi hyperbolique de Kondner (Kipushi)

Avec ce modèle, l'approximation semble être parfaite pour de faibles pressions de confinement soit jusqu'à 100 kPa, figure VII-4a. Par contre pour de confinements élevés, on observe une bonne approximation à de

grandes déformations (figure VII-4 b, c et d), tandis qu'à faible déformation jusqu'aux environs de 3%, on observe un écart dans les zones encadrées des figures VII-4b, VII-4c et VII-4d. La figure VII-4e montre cet écart à une échelle agrandie.

La loi hyperbolique de Kondner peut approcher la réponse expérimentale du matériau. Cependant, le modèle reste tributaire du choix du coefficient de rupture R_f dont la définition théorique (telle que proposée par l'auteur : $0,6 \leq R_f \leq 0,9$) peut conduire au surdimensionnement de l'ouvrage pour ces sols latéritiques. Nos expériences montrent une bonne approximation pour un coefficient de rupture $R_f = 1$. Le matériau étant durcissant à des pressions de confinement élevées ($\sigma_3 \geq 0,15$ MPa), le paramètre d'écrouissage croît.

Samb (1986) trouve des résultats semblables pour des sols graveleux latéritiques sénégalais (cité dans [125]).

VII.3. MODELE DE SOL AVEC ECROUISSAGE (HSM)

La modélisation avec la loi de comportement HSM semble être justifiée et appropriée pour les sols latéritiques en ce sens que le modèle HSM est hyperbolique (comme celui de Kondner) de type élastoplastique (comme celui de Mohr-Coulomb) formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement et même en compression. L'écrouissage en cisaillement est utilisé pour modéliser les déformations irréversibles en chargement déviatorique tandis que l'écrouissage en compression est utilisé pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dans les chargements œdométrique et isotropique. HSM supplante les deux modèles précités en les améliorant.

A la figure VII-6, nous présentons le HSM dans le repère contrainte-déformation pour le sol latéritique de Kipushi confiné à 200 kPa. Nous observons que la déformation axiale et la contrainte déviatorique peuvent être bien rapprochées par l'hyperbole de Kondner. Les différentes contraintes et les paramètres de rigidité sont bien illustrés sur la figure VII-6 et leurs valeurs sont reprises sur la même figure. Tous ces paramètres sont facilement calculables, car reliés entre eux. Dans notre cas, le déviateur ultime pour HSM ($q_{ult} = 448,6$ kPa) correspond à l'inverse du paramètre " b " dans le modèle de Kondner, alors que le déviateur à la rupture pour le HSM correspond au critère de rupture de Mohr-Coulomb qui équivaut à 409,5 kPa dans le cas du sol latéritique de Kipushi, sous une pression de confinement de 200 kPa.

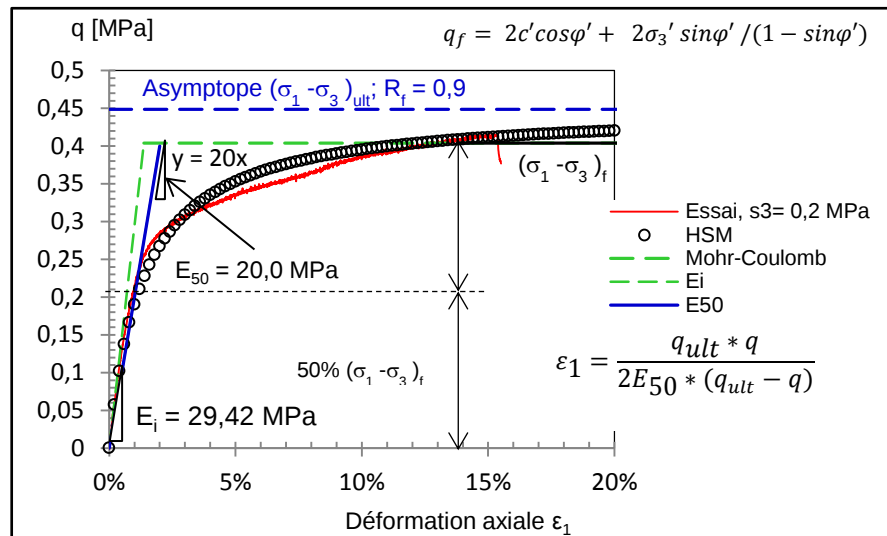


Figure VII-5 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation pour le sol de Kipushi

La constante de rupture R_f dans ces conditions est de 0,9 ce qui est une valeur admissible correspondant à la valeur par défaut dans les simulations numériques avec le code élément fini Plaxis 2D. Le module de rigidité E_{50} est relié au module de référence E_{50}^{ref} par l'équation III-38; ce qui permet, pour une pression de référence de 100 kPa, de déterminer le paramètre de puissance pour la dépendance rigidité – contrainte «m» repris dans le tableau VII-2 ci-dessous. Ce paramètre «m» est déterminé pour un module œdométrique de 20,5 MPa correspondant à $\gamma_d = 16,5$ kN/m³ (95 % d'OPN) et à $w = 17,11$ (Sr = 75 %)

Tableau VII-2 : Paramètres du HSM pour le sol latéritique de Kipushi

C' [kPa]	ϕ' [°]	E_{oed}^{ref} [kPa]	E_{50}^{ref} [MPa]	E_i [MPa]	R_f [-]	ψ [°]	m [-]	λ^* [-]
32,62	28,86	3,69	20,00	29,42	0,9	-	0,74	0.027

Le matériau étant durcissant, il ne présente pas de propriété de dilatance. La faible proportion de la fraction sableuse, 17,64 % contre 82,36% de la fraction fine dans le sol écrêté au tamis de 2 mm pour la confection des éprouvettes (figure IV-6) justifie ce comportement non dilatant.

En conclusion, les observations expérimentales obtenues lors des analyses sous sollicitations triaxiales monotones de cisaillement doivent

permettre d'orienter le choix vers un modèle de comportement adapté au matériau latéritique

Les tests de résistance au cisaillement effectués dans cette recherche ont tenté d'établir, utilisant des essais triaxiaux conventionnels, des paramètres de cisaillement fiables pour les sols latéritiques. Sur base des données de cette étude, les observations principales peuvent être formulées comme suit :

- le comportement non drainé des sols latéritiques dépend de la pression de consolidation et de la densité sèche initiale ;
- à basse pression de confinement ces sols latéritiques peuvent être modélisés par la loi élastique parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb ;
- pour des contraintes de confinement élevées, le modèle de Mohr-Coulomb semble être inapproprié et dans ce cas, la loi hyperbolique de Kondner est partiellement adéquatée pour évaluer le comportement déviatorique dans le domaine de grande déformation.
- Mais plus globalement, le modèle HSM semble être mieux indiqué pour ces matériaux latéritiques avec possibilité de déterminer tous les paramètres du modèle par des essais triaxiaux et œdométriques classiques.

Chapitre VIII

PREDICTION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE SATUREE DES SOLS LATERITIQUES COMPACTES

Ce chapitre examine et évalue les méthodes de prédiction de la conductivité hydraulique saturée des sols. L'objectif est de connaître lesquels de ces modèles mathématiques peuvent prédire la conductivité hydraulique des sols latéritiques compactés dans les remblais et digues.

Une description des modèles utilisés pour la prédiction de la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) ainsi qu'une évaluation des résultats obtenus lors de calculs et d'expériences au laboratoire sont présentées. L'approche expérimentale couplée avec celle analytique nous a permis de caler les paramètres des modèles mathématiques en comparant les résultats des mesures expérimentales à ceux prédits par les modèles.

VIII.1. EVALUATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE

Il existe plusieurs méthodes et modèles analytiques de prédiction de la conductivité hydraulique saturée k_{sat} ; ces modèles mathématiques utilisent des propriétés des sols facilement accessibles telles que : la porosité, l'indice des vides, la distribution granulométrique des grains constitutifs du matériau, les limites d'Atterberg,... Le choix d'un modèle est conditionné par le degré de plasticité du sol ; il existe des modèles qui ne s'appliquent qu'aux sols non plastiques et d'autres aux sols plastiques. Pour une revue complète de ces modèles de prédiction, l'on se rapportera à Chapuis Robert P., (2012) [152]

Dans ce travail nous avons analysé quelques-unes de ces méthodes prédictives de la conductivité hydraulique saturée de manière à choisir les modèles qui donneront des résultats proches de ceux mesurés expérimentalement.

Pour les sols latéritiques, les modèles adaptés aux sols plastiques semblent être mieux indiqués. Les Tableaux VIII-1 et VIII-2 donnent quelques modèles de prédiction de la conductivité hydraulique des sols non plastiques et des sols plastiques respectivement.

Tableau VIII-1: *Modèles mathématiques de prédiction de k_{sat} pour les sols non plastiques [152]*

N°	Auteurs	Modèles de prédiction de k_{sat} pour les sols non plastiques
1	Hazen (1892)	$k_{sat} = 1,157 \left(\frac{D_{10}}{1 \text{ mm}} \right)^2 \left[0.70 + 0.03 \left(\frac{T}{10^\circ \text{C}} \right) \right]$
2	Terzaghi (1925)	$k_{sat} = C_0 \frac{\mu_{10}}{\mu_w} \left(\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2 D_{10}^2$
3	Kozeny (1927) et Carman (1937,1956)	$k_{sat} = C \frac{g}{\mu_w \rho_w} \frac{e^3}{S_s^2 G_s^2 (1 + e)}$
4	Taylor (1948)	$k_{sat} = A \frac{e^3}{1 + e}$
5	Shahabi et. Al (1984)	$k_{sat} = 1.2 C_u^{0.735} D_{10}^{0.89} \left(\frac{e^3}{1 + e} \right)$
6	Mbonimpa et al. (2002)	$k_{sat} = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} C_u^{1/3} D_{10}^2 \left(\frac{e^{3+x}}{1 + e} \right)$
7	Chapuis et Aubertin (2003)	$k_{sat} = 0.5 + \log \left(\frac{e^3}{S_s^2 G_s^2 (1 + e)} \right)$
8	Chapuis (2004b)	$k_{sat} = 2.4622 \left(\frac{D_{10}^2 e^3}{1 + e} \right)^{0.7825}$

- Le modèle N^01 de Hazen (1892) s'applique aux sables lâches ayant un coefficient de Hazen ≤ 5 et D_{10} compris entre 0,1 et 0,3 mm. Dans ce modèle k_{sat} est en cm/s, D_{10} en mm et T en $^\circ \text{C}$;
- Dans le modèle N^02 , C_0 est une constante égale à 8 pour les grains arrondis et lisses et 4,6 pour les grains de formes irrégulières ; μ_{10} et μ_T sont des viscosités respectivement à 10 $^\circ \text{C}$ et à $T(^\circ \text{C})$;
- Dans le modèle N^03 , C est une constante qui dépend de la géométrie de l'espace poreux, g l'accélération gravitationnelle en m/s^2 , G_s la densité des particules solides, S_s la surface spécifique en m^2/kg et e l'indice des vides ;
- Dans le modèle N^04 , e est l'indice des vides et A un coefficient qui a la même unité que $k_{sat}(\text{cm/s})$; il a une valeur spécifique pour chaque sol ;
- Le modèle N^05 , s'applique aux sables sous les conditions suivantes : $1,2 \leq C_u \leq 8$; $0,15 \leq D_{10} \leq 0,59$ et $0,38 \leq e \leq 0,73$. C_u est le coefficient d'uniformité, D_{10} le diamètre correspondant à 10 % des particules passantes ;
- Le modèle N^06 : sur la base de la méthode de Kozeny-Carman, Chapuis et Montour, (1992); Chapuis et Aubertin, (2003), Aubertin et al. (1996) et Mbonimpa et al. (2000, 2002) [153] sont parvenus à

développer ce modèle qui s'applique à la fois aux sols plastiques et aux sols non plastiques. Ce modèle inclut un paramètre de tortuosité qui est fonction de l'indice des vides. k_{sat} est la conductivité hydraulique à la saturation en m/s , γ_w le poids volumique de l'eau en kN/m^3 , μ_w la viscosité de l'eau en $Pa.S$, C_g une constante, x est un facteur qui tient compte de la tortuosité de l'écoulement, C_u est le coefficient d'uniformité ; D_{60} et D_{10} sont respectivement les diamètres en (mm) du tamis correspondant à 60% et 10% de particules passantes ;

- Dans le modèle $N^{\circ}7$, G_s est la densité des particules solides, S_s est la surface spécifique en m^2/kg et e est l'indice des vides ;
- Avec le modèle $N^{\circ}8$, une bonne prédiction avait été obtenue pour les sols naturels dans les plages suivantes : $0,003 \leq D_{10} \leq 3 \text{ mm}$ et $0,3 \leq e \leq 1$. D_{10} et e sont respectivement le diamètre en (mm) du tamis correspondant à 10% de particules passantes et l'indice des vides ;

Tableau VIII-2 : *Modèles mathématiques de prédiction de k_{sat} pour les sols plastiques [152]*

N°	Auteurs	Modèles de prédiction de k_{sat} pour les sols plastiques
9	Samarasighe et al. (1982)	$k_{sat} = C \frac{e^x}{1 + e}$
10	Carrier et Beckman (1984)	$k_{sat} = \frac{0.0174 I_p^{-4.29}}{(1 + e)} [e - 0.027(w_p - 0.242 I_p)]$
11	Kozeny –Carman modifié (1992)	$k_{sat} = C_g \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{(e^{3+x})}{(1 + e)} C_u^{1/3} . D_{10}^2$
12	Sivappulaiah et al. (2000)	$\log(k_{sat}) = \frac{e - 0,0535w_L - 5,286}{0,0063w_L + 2516}$
13	Sivappulaiah et al. (2000)	$\log(k_{sat}) = 53.06ew_L^{-0.846} - 11.8$
14	Sivappulaiah et al. (2000)	$\log(k_{sat}) = \frac{(e/e_L) - 1.16}{0.242}$
15	Sivappulaiah et al. (2000)	$\log(k_{sat}) = 4.2 \log\left(\frac{e}{1.97e_L}\right)$
11	Morris (2003)	$\frac{e}{e_L} = 12.55[k_{sat}(1 + e)]^{0.109} - 0.372$

- Dans le modèle N^010 , e est l'indice des vides, w_p la limite de plasticité, et I_p l'indice de plasticité;
- Pour les détails du modèle N^011 , voir le modèle N^07 ;
- Partant de la théorie de consolidation de Terzaghi, Sivappulaiah et al. (2000) ont proposé quatre relations pour la prédiction de la conductivité hydraulique des sols saturés modèles (N^012 , 13 , 14 et 15) ; de tous les quatre modèles, la meilleure corrélation est obtenue avec le modèle N^012 . w_L est la limite de liquidité et e l'indice des vides.
- Dans le modèle N^016 , e_L est l'indice de vide à la limite de liquidité et e l'indice des vides;

VIII.1.1. MODELE DE KOZENY-CARMAN MODIFIE

VIII.1.1.1. Présentation du Modèle de Kozeny-Carman Modifié

L'équation de Kozeny-Carman est le résultat de l'équation proposée par Kozeny (1927) et modifiée par Carman (1937, 1956), et celle de Kozeny-Carman Modifié est l'œuvre de Chapuis et Montour (1992).

$$k_{sat} = C_g \frac{\gamma_w (e^{3+x})}{\mu_w (1+e)} C_u^{1/3} \cdot D_{10}^2 \quad [\text{VIII-1}]$$

$$x = 7,7 w_L^{-0,15} - 3 \quad [\text{VIII-2}]$$

Avec :

- k_{sat} : la conductivité hydraulique à la saturation $[m/s]$;
- γ_w : le poids volumique de l'eau $\gamma_w = 9,81 \text{ kN}/m^3$;
- μ_w : la viscosité de l'eau $\mu_w = 10^{-3} \text{ Pa.s}$;
- C_g : une constante dépendant de la géométrie (forme) des canaux formés par des pores ; en pratique on utilise $C_g = 0,1$;
- x : un facteur qui tient compte de la tortuosité de l'écoulement ;
- C_u : le coefficient d'uniformité, $C_u = D_{60}/D_{10}$;
- D_{60} et D_{10} : respectivement les diamètres en (cm) du tamis correspondant à 60% et 10% de particules passantes ;
- w_L : limite de liquidité ;
- e : l'indice des vides.

VIII.1.1.2. Calcul de k_{sat} avec le modèle de KCM

Les valeurs résultant de l'estimation de la conductivité hydraulique saturée par ce modèle sont présentées dans le tableau VIII-3

Tableau VIII-3 : *Calculs de la conductivité hydraulique des latérites de Kipushi et de Kakanda avec le modèle de Kozeny-Carman Modifié (KCM)*

Modèle Mathématique								
$k_{sat} = C_g \frac{\gamma_w (e^{3+x})}{\mu_w (1+e)} C_u^{1/3} . D_{10}^2, \gamma_w = 9.81 [kN/m^3]$								
Latérite de Kipushi								
γ_d OPN	C_g [—]	μ_w [Pa.s]	w_L [%]	x [—]	e [—]	D_{10} [cm]	C_u [—]	k_{sat} [m/s]
100%	0,1	0,001	37,3	5,93	0,54	0,00004	9500	9,40 ^{E-08}
95%	0,1	0,001	37,3	5,93	0,63	0,00004	9500	3,09 ^{E-07}
90%	0,1	0,001	37,3	5,93	0,72	0,00004	9500	9,77 ^{E-07}
85%	0,1	0,001	37,3	5,93	0,82	0,00004	9500	3,00 ^{E-06}
80%	0,1	0,001	37,3	5,93	0,93	0,00004	9500	9,02 ^{E-06}
Latérite de Kakanda								
γ_d OPN	C_g [—]	μ_w [Pa.S]	w_L [%]	x [—]	e [—]	D_{10} [cm]	C_u [—]	k_{sat} [m/s]
100%	0,1	0,001	50,8	5,52	0,68	0,00003	9166,7	3,96 ^{E-07}
95%	0,1	0,001	50,8	5,52	0,77	0,00003	9166,7	1,07 ^{E-06}
90%	0,1	0,001	50,8	5,52	0,86	0,00003	9166,7	2,83 ^{E-06}
85%	0,1	0,001	50,8	5,52	0,97	0,00003	9166,7	7,41 ^{E-06}
80%	0,1	0,001	50,8	5,52	1,10	0,00003	9166,7	1,93 ^{E-05}

VIII.1.2. MODELE DE CARRIER ET BECKMAN (1984)

VIII.1.2.1. Présentation du Modèle

$$k_{sat} = \frac{0.0174 I_p^{-4.29}}{(1+e)} [e - 0.027(w_p - 0.242 I_p)] \quad [\text{VIII-3}]$$

Avec :

- e : l'indice des vides ;
- w_p : la limite de plasticité ;
- I_p : l'indice de plasticité ;
- k_{sat} : la conductivité hydraulique à la saturation [m/s].

VIII.1.2.2. Calcul de k_{sat} avec le modèle de Carrier et Beckman

Le tableau VIII-4 ci-dessous présente les résultats obtenus avec le modèle de Carrier et Beckman.

Tableau VIII-4: *Calculs de la conductivité hydraulique avec le modèle de Carrier et Beckman (1984)*

Modèle Mathématique									
$k_{sat} = \frac{0.0174 I_p^{-4.29}}{(1+e)} [e - 0.027(w_p - 0.242 I_p)]$									
Latérite de Kipushi					Latérite de Kakanda				
γ_d	e	w_p [%]	I_p [%]	k_{sat} [m/s]	e	w_p [%]	I_p [%]	k_{sat} [m/s]	
OPN	[-]				[-]				
100%	0,54	21,7	15,6	2,96 ^{E-07}	0,68	26,9	23,9	7,78 ^{E-08}	
95%	0,63	21,7	15,6	6,62 ^{E-07}	0,77	26,9	23,9	1,35 ^{E-07}	
90%	0,72	21,7	15,6	1,03 ^{E-06}	0,86	26,9	23,9	1,92 ^{E-07}	
85%	0,82	21,7	15,6	1,39 ^{E-06}	0,97	26,9	23,9	2,49 ^{E-07}	
80%	0,93	21,7	15,6	1,76 ^{E-06}	1,10	26,9	23,9	3,06 ^{E-07}	

VIII.1.3. MODELE DE MORRIS (2003)

VIII.1.3.1. Présentation du Modèle

$$\frac{e}{e_L} = 12.55[k_{sat}(1+e)]^{0.109} - 0.372 \quad [\text{VIII-4}]$$

Après transformation :

$$k_{sat} = \frac{\left(\frac{\frac{e}{e_L} + 0.372}{12.55} \right)^{9.17}}{1+e} \quad [\text{VIII-5}]$$

Avec :

- e_L : l'indice de vide à la limite de liquidité : $e_L = (\gamma_s/\gamma_w) * w_L$;
- e : l'indice des vides ;
- k_{sat} : la conductivité hydraulique à la saturation [m/s].

VIII.1.3.2. Calcul de k_{sat} avec le modèle de Morris.

Avec γ_s (kN/m³) qui vaut 26,81 et 27,56 ; w_L = 37,3 et 50,8 pour les latérites de Kipushi et de Kakanda respectivement. Nous présentons les résultats dans le tableau VIII-5 ci-dessous.

Tableau VIII-5: Calculs de la conductivité hydraulique avec le modèle de Morris (2003)

Modèle Mathématique $k_{sat} = \left(\frac{e+0.372}{e_L} \right)^{9.17} / 1 + e$						
Latérite de Kipushi				Latérite de Kakanda		
γ_d OPN	e [–]	e_L [–]	k_{sat} [m/s]	e [–]	e_L [–]	k_{sat} [m/s]
100%	0,54	1.02	$2,20^E-11$	0.68	1.43	$1,09^E-11$
95%	0,63	1.02	$4,53^E-11$	0.77	1.43	$1,97^E-11$
90%	0,72	1.02	$9,45^E-11$	0.86	1.43	$3,65^E-11$
85%	0,82	1.02	$2,00^E-10$	0.97	1.43	$6,90^E-11$
80%	0,93	1.02	$4,33^E-10$	1.10	1.43	$1,34^E-10$

VIII.1.4. MODELES PROPOSES PAR SIVAPPULAIHAH ET al. (2000)

VIII.1.4.1. Présentation des Modèles

$$a) \log(k_{sat}) = 53,06ew_L^{-0,846} - 11,8 \quad [\text{VIII-6}]$$

$$b) \log(k_{sat}) = \frac{(e/w_L)^{-1,16}}{0.242} \quad [\text{VIII-7}]$$

où :

- w_L : la limite de liquidité ;
- e : l'indice des vides ;
- k_{sat} : la conductivité hydraulique à la saturation [m/s].

VIII.1.4.2. Calcul de k_{sat} avec les modèles de Sivappulaiah et al.

Tableau VIII-6 : Calculs de la conductivité hydraulique avec le modèle(a) proposé par Sivappulaiah et al. (2000)

Modèle Mathématique : $\log(k_{sat}) = 53.06ew_L^{-0.846} - 11,8$						
Latérite de Kipushi				Latérite de Kakanda		
γ_d OPN	e [–]	w_L [%]	k_{sat} [m/s]	e [–]	w_L [–]	k_{sat} [m/s]
100%	0,54	37,3	$3,56^E-11$	0.68	0,508	$3,12^E-11$
95%	0,63	37,3	$5,67^E-11$	0.77	0,508	$4,61^E-11$
90%	0,72	37,3	$9,49^E-11$	0.86	0,508	$7,10^E-11$
85%	0,82	37,3	$1,69^E-10$	0.97	0,508	$1,15^E-10$
80%	0,93	37,3	$3,24^E-10$	1.10	0,508	$1,98^E-10$

Tableau VIII-7: *Calculs de la conductivité hydraulique avec le modèle (b) proposé par Sivappulaiah et al. (2000)*

Modèle Mathématique : $\log(k_{sat}) = \frac{(e/w_L)^{-1.16}}{0.242}$						
Latérite de Kipushi				Latérite de Kakanda		
γ_d OPN	e [–]	w_L [%]	k_{sat} [m/s]	e [–]	w_L [–]	k_{sat} [m/s]
100%	0,54	37,3	$1,85 \cdot 10^{-5}$	0,68	0,508	$1,83 \cdot 10^{-5}$
95%	0,63	37,3	$1,89 \cdot 10^{-5}$	0,77	0,508	$1,86 \cdot 10^{-5}$
90%	0,72	37,3	$1,93 \cdot 10^{-5}$	0,86	0,508	$1,89 \cdot 10^{-5}$
85%	0,82	37,3	$1,98 \cdot 10^{-5}$	0,97	0,508	$1,93 \cdot 10^{-5}$
80%	0,93	37,3	$2,04 \cdot 10^{-5}$	1,10	0,508	$1,98 \cdot 10^{-5}$

VIII.2. CONFRONTATION DES CONDUCTIVITES HYDRAULIQUES PRE-DITES ET MESUREES

Dans un sol hétérogène ou homogène, la conductivité hydraulique est conditionnée par les particules fines ; dans les particules grossières la conductivité hydraulique est assez élevée ($10^{-5} \text{ m/s} < k_{sat} < 10^{-3} \text{ m/s}$). Dans les limons et les sables argileux la perméabilité est faible ; k_{sat} varie entre 10^{-5} m/s et 10^{-9} m/s . Dans les argiles k_{sat} varie entre 10^{-9} m/s et 10^{-13} m/s ; ce qui les rendent pratiquement imperméables [126], [127].

Partant des résultats des essais effectués sur les deux échantillons des sols latéritiques, la classification GTR 92 nous a permis de conclure que les sols latéritiques des digues de Kakanda et de Kipushi appartiennent à la sous classe A_2 (sable fin argileux) d'après la classification du GTR; leurs coefficients de perméabilité prédits varient aussi dans la gamme des sols à forte proportion de particules fines argileuses, la conductivité hydraulique étant conditionnée par les fines particules.

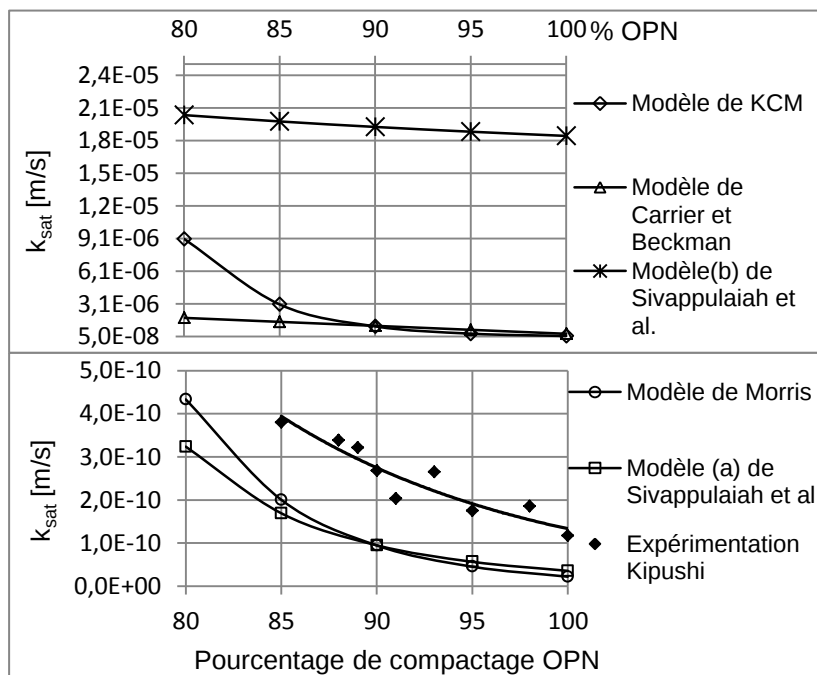
En guise de comparaison des conductivités hydrauliques saturées prédites par les différents modèles testés et celles mesurées expérimentalement, nous présentons les valeurs moyennes du coefficient de perméabilité mesuré en laboratoire au perméamètre à charge variable pour les sols de Kakanda et de Kipushi. Au moins trois essais ont été réalisés par éprouvette dans les mêmes conditions de compacité. Le nombre d'essais réalisés ainsi que la valeur moyenne de la conductivité hydraulique saturée y afférente sont consignés dans le tableau VIII-8 ci-dessous. Il s'agit des résultats des essais de perméabilité à l'eau déminéralisée.

Tableau VIII-8: *Résultat des essais de perméabilité*

Compacité des échantillons [%OPN]	Echantillon	k_{sat} moyenne [m/s]	Nombre d'échantillons analysés
± 100	Kakanda	2,25 E-10	3
	Kipushi	1,17 E-10	5
± 95	Kakanda	2,60 E-10	5
	Kipushi	1,75 E-10	6
± 93	Kakanda	3,81 E-10	3
	Kipushi	2,65 E-10	4
± 90	Kakanda	4,35 E-10	5
	Kipushi	2,68 E-10	5
± 88	Kakanda	-	1
	Kipushi	3,38 E-10	3
± 85	Kakanda	5.76 E-09	4
	Kipushi	3,80 E-10	4

VIII.3. INTERPRETATION ET DISCUSSION

VIII.3.1. COMPARAISON DE CONDUCTIVITES HYDRAULIQUES

Figure VIII-1: Variation de k_{sat} en fonction du degré de compactage

Sur les figures VIII-1 ci-dessus et VIII-2 ci-dessous, nous présentons les variations de la conductivité hydraulique saturée, prédite par les différents modèles testés et mesurée in vitro, en fonction du pourcentage de compactage par rapport à Optimum Proctor Normal, respectivement pour les latérites de Kipushi et de Kakanda,

Trois modèles de prédiction, à savoir celui de Kozeny-Carman modifié, celui de Morris et celui de Sivappulaiah et al. (a), se rapprochent des valeurs mesurées et nécessitent un calage de certains paramètres. Kozeny-Carman modifié surestime la conductivité hydraulique prédite par rapport à celle mesurée, tandis que les deux derniers modèles la sous-estiment.

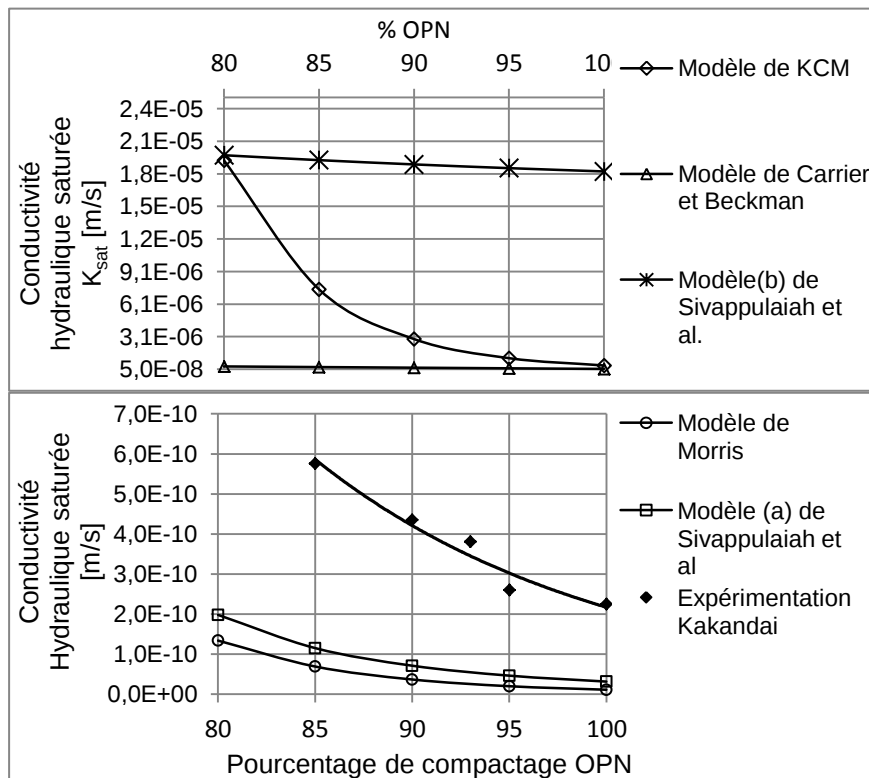


Figure VIII-2 : Variation de k_{sat} en fonction du degré de compactage

VIII.3.2. CALIBRAGE DU COEFFICIENT CG DU MODELE KCM

Nous assimilons la constante «Cg» du modèle de Kozeny-Carman modifié à la perméabilité du matériau. En effet la perméabilité caractérise l'aptitude d'un milieu poreux à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient de pression. Dans un écoulement monophasique, c'est-à-dire

que le milieu poreux est considéré saturé par une seule phase fluide, la perméabilité est indépendante des propriétés du fluide saturant, contrairement à la conductivité hydraulique qui traduit une vitesse de percolation qui dépend de la nature du fluide (Dana 1999, Dullien 1992) [154]. La perméabilité qui a l'unité d'une surface, est quant à elle une propriété intrinsèque du matériau et peut ainsi être analysée en fonction de la microstructure du milieu poreux et ce sont essentiellement les caractéristiques morphologiques de l'espace poreux (tortuosité, connectivité, surface spécifique, taille des pores,...) qui sont des facteurs influents sur sa valeur, d'où le calage de cette constante.

Nous calibrons la valeur de la constante C_g avec les conductivités hydrauliques expérimentales correspondant à la gamme où varie la conductivité hydraulique des sols latéritiques (10^{-9} m/s et 10^{-10}).

$$C_g = \frac{k_{sat}\mu_w(1+e)}{r_w(e^{3+x})C_u^{1/3}.D_{10}^2} \quad [\text{VIII-8}]$$

Le coefficient C_g est une constante dépendant de la géométrie c'est-à-dire des dimensions et de la forme des canaux formés par des pores. De ce fait, il serait influencé par le degré de compactage du sol, de sorte qu'en lui attribuant une valeur fixe de 0,1 utilisée dans la pratique, cela peut conduire à une surestimation de la conductivité hydraulique saturée. La figure VIII-3 donne les résultats du calibrage du coefficient C_g en fonction de la compacité à l'Optimum Proctor Normal.

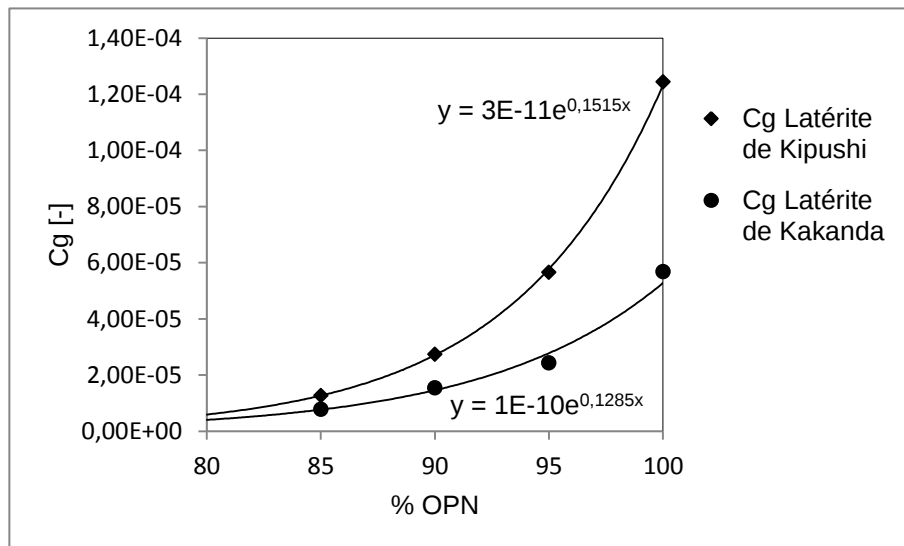


Figure VIII-3 : Calibrage de la constante C_g du modèle de KCM

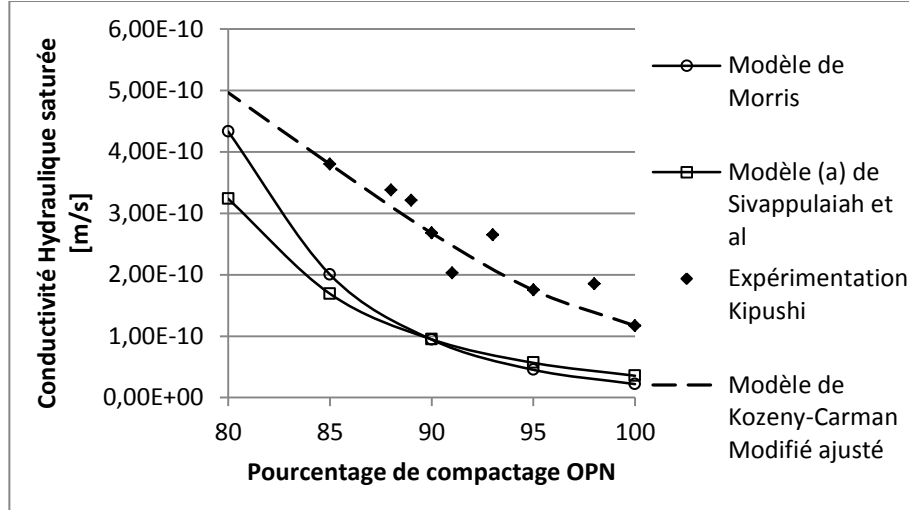


Figure VIII-4 : Comparaison de k_{sat} expérimentale et approchée avec le modèle de Kozeny-Carman Modifié ajusté. Pour la latérite de Kipushi

En conclusion, l'analyse de prédiction de la conductivité hydraulique des sols latéritiques compactés a montré que certains modèles prédictifs de la conductivité hydraulique saturée ont donné des valeurs proches des valeurs expérimentales et peuvent prédire de façon fiable la conductivité hydraulique saturée de ces sols à condition de calibrer certains coefficients en l'occurrence le coefficient C_g du modèle de KCM. Les modèles de Kozeny-Carman de base et sa dérivée dite modifiée sont souvent utilisés dans les applications des écoulements dans les digues où la ligne piézométrique est assimilée à la parabole de Kozeny. Ils peuvent donc être adaptés pour prédire la conductivité hydraulique saturée k_{sat} dans les sols latéritiques compactés sous réserve de disposer d'une courbe de calibrage du coefficient C_g (figure VIII-3). Le modèle de Morris et le modèle (a) de Sivappulaiah et al. (2000) dépendent de paramètres géotechniques faciles à obtenir par des essais classiques. Plusieurs autres modèles ont été testés, mais la conductivité prédite est soit trop surestimée pour certaines compacités (modèle de Carrier et Beckman), soit sous-estimée (modèle "b" de Sivappulaiah et al.).

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE

Cette conclusion générale est structurée en trois points. Nous présentons d'abord la synthèse des différents résultats issus de nos analyses bibliographique et expérimentale et de la modélisation; ensuite nous mettons en exergue les contributions de cette thèse à la discipline scientifique dont elle relève et enfin, nous présentons les perspectives qui peuvent être envisagées dans le cadre de pollution et du comportement des sols latéritiques compactés dans les remblais et digues de retenue des rejets miniers.

A l'issue de ce travail nous pouvons tirer des conclusions ci-dessous, qui par ailleurs sont en accord avec certaines observations déjà établies par d'autres chercheurs:

A. SYNTHESE

L'objectif principal de ce travail consistait, dans un premier temps, à identifier expérimentalement les principaux traits du comportement hydromécanique des sols latéritiques compactés. En particulier, nous nous sommes intéressés à l'évaluation des paramètres hydromécaniques des sols latéritiques compactés sous influence de la pollution par les effluents liquides qui émanent des concentrateurs, ainsi qu'à leur caractérisation chimique et minéralogique. Il consistait, d'autre part, à formuler ou identifier des modèles mathématiques de prédiction de tassement et de la conductivité hydraulique saturée adaptés aux sols latéritiques dans n'importe quelles conditions initiales sous chargement monotone.

La latérite est un sol fortement induré, qui peut se former à partir de l'altération de n'importe quel type de roche, sous un climat de type tropical, subissant une alternance de saisons humides et sèches. Ce sol est constitué principalement des hydroxydes de fer et d'aluminium, intégrés dans une matrice de silice libre (quartz) (en proportion considérable) ou combinées (argiles non gonflantes: kaolinite, halloysite, illite,...). Les poids spécifiques mesurés sont semblables au poids spécifique du quartz.

Très consistante, avec une granulométrie très étalée, la latérite est constituée d'une fraction de particules grossières, dans une matrice de grains fins, avec une argilosité moyenne selon la nomenclature du GTR qui

la place dans la classe A2, tandis qu'elle appartient à la classe GC (Gravier argileux) selon USCR, AASHTO, MIT. Cette distribution donne au sol une bonne résistance au cisaillement, tout en assurant une très faible perméabilité. Cette propriété diminue le coût de construction des digues. En effet, elle permet l'édification d'un barrage homogène, sans noyau ou membrane amont imperméable.

Sous une contrainte constante comme dans le corps des digues de retenue des rejets miniers, le degré de saturation et donc la succion coordonne les déformations qui dépendent de l'état de saturation initiale du sol et non de la contrainte appliquée. La contrainte de préconsolidation σ'_p augmente avec la densité sèche initiale du sol. Cependant, sous une même densité sèche initiale, le degré de saturation initiale semble n'avoir pas d'influence sur la pression de préconsolidation. D'autre part, sous une même saturation (même succion) initiale, la cohésion décroît avec la diminution de la densité initiale alors que l'angle de frottement interne évolue dans le sens inverse. Tous ces résultats démontrent que les paramètres de résistance au cisaillement et de compressibilité sont fonction des paramètres d'état initiaux, si bien qu'ils dépendent déjà de la nature du matériau.

Quant aux impacts de la pollution, l'augmentation de la concentration en ions Ca^{2+} et Al^{3+} due à l'effluent liquide acide diminue la limite de liquidité. Ceci pourrait être dû à la diminution des forces d'attraction entraînant une plus grande mobilité des particules. Par contre la limite de liquidité subit une légère augmentation à cause de l'augmentation de la concentration en ions Na^+ en présence de l'effluent liquide basique, ce qui tend à diminuer les forces de répulsion entraînant une tendance à la floculation et conjointement un accroissement de la limite de liquidité. Le pH du sol latéritique acide est modifié en fonction de la nature chimique de l'effluent liquide. L'augmentation de la capacité d'échange de cations de sol peut aussi être attribuée à l'augmentation du pH de sol en milieu basique. L'augmentation de la conductivité électrique, de calcium, de magnésium et de sodium est due aux caractéristiques des effluents liquides. L'ensemble des résultats des analyses sous pollution conduit aux mêmes constats: d'une part, une diminution des paramètres mécaniques (de compressibilité et de résistance au cisaillement), de la succion matricielle, de la CEC, du pH et une augmentation de la conductivité hydraulique saturée et de l'indice de plasticité lorsque les spécimens ont été saturés à l'effluent liquide acide et d'autre part, un comportement tout à fait inverse en milieu basique. Le gonflement est, lui aussi, fortement atténué par l'effluent liquide basique.

Le module œdométrique est directement proportionnel au poids volumique sec initial, tandis qu'il est inversement proportionnel à la teneur en eau initiale. La pollution acide sous un pH moyen de 5,9 diminue sa valeur de plus ou moins 11 % ce qui conduit à une déformabilité de sol. L'effondrement observé sous l'eau déminéralisée est inférieur à celui

observé sous l'effluent liquide acide. Cela suggérerait une forte et rapide destruction des liants (carbonates, hydroxydes de fer et d'aluminium) par l'acidité du fluide comparativement à l'hydratation par l'eau distillée. En effet, la kaolinite qui est l'une des argiles qui assurent dans les sols la cohésion entre les constituants de tailles plus importantes grâce au colmatage établi par les agrégats au niveau de la jonction entre les grains, n'est pas soluble en un seul acide, mais adsorbe en surface des ions aluminium issus de l'environnement acide. Il en résulte des réactions très complexes induisant la destabilisation du colmatage ce qui conduit à l'effondrement supplémentaire de la structure. Il faut noter que la chute des caractéristiques de résistance conduisant à l'effondrement est d'autant plus grande que la teneur en eau initiale de mise en œuvre était faible.

Par contre en milieu basique, l'effondrement est inférieur à celui enregistré sous l'eau déminéralisée; ceci pourrait s'expliquer par l'apport de cations monovalents et divalents de la solution environnante pour compenser les charges négatives supplémentaires dues à la dissolution des groupements fonctionnels aluminol et silanol aux abords des feuillets de la kaolinite, suite à l'augmentation du pH, ce qui freine tant soit peu la déformabilité.

Les observations faites lors des analyses sous sollicitations triaxiales monotones de cisaillement indiquent que le comportement non drainé des sols latéritiques dépend de la pression de consolidation et de la densité sèche initiale, de telle sorte qu'à basse pression de confinement, les sols latéritiques peuvent être modélisés par la loi élastique parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb, tandis que, pour des contraintes de confinement élevées, le modèle de Mohr-Coulomb semble inapproprié et dans ce cas, le modèle HSM semble mieux indiqué pour ces matériaux latéritiques avec possibilité de déterminer tous les paramètres du modèle par des essais triaxiaux et œdométriques classiques. Dans le domaine de grande déformation, l'approximation du comportement par la loi hyperbolique de Kondner semble être satisfaisante.

B. CONTRIBUTION

Concernant les avancées, les principaux sujets sur lesquels cette étude peut prétendre avoir apporté une contribution, c'est d'abord la mise en évidence de l'effet des effluents liquides des bassins de rétention sur les propriétés hydromécaniques des sols latéritiques compactés dans les digues de retenue des rejets miniers. En particulier, nous avons montré clairement, partant des essais classiques de mécanique des sols, l'évolution des paramètres hydromécaniques des latérites saines (non polluées par les effluents liquides) aux latérites contaminées par percolation des effluents

liquides des bassins. Plus précisément, il apparaît que la pollution acide diminue les paramètres de résistance des latérites en augmentant sa déformabilité, alors qu'en pollution basique, c'est-à-dire en saturant les éprouvettes en effluent liquide basique, une tendance à s'opposer à la déformation du sol est observée. Ceci devrait inciter l'exploitant à vérifier chaque fois le pH des effluents liquides qu'il envoie dans le bassin, en veillant à ce que celui-ci soit toujours basique, en y ajoutant la chaux par exemple si le pH est acide. Les caractéristiques géotechniques et hydriques des latérites sont aussi affectées. L'étude de l'impact de la pollution sur les paramètres géotechniques, mécaniques, hydriques et chimiques des sols latéritiques compactés, est une contribution importante à l'avancement de la mécanique des sols en ce sens qu'on y intègre les aspects environnementaux. Toujours est-il que le problème des sols pollués ne fait pas recette auprès du grand public et est absent des médias contrairement au problème de pollution de l'air et de l'eau. Toutefois, dans la littérature l'accent est mis sur la pollution des sols agricoles en raison de leur importance dans la production de nourriture et de végétation, et moins dans les applications de génie civil et en particulier de la mécanique des sols.

La littérature renseigne que le module de déformation est une fonction de la forme: **Module = A (matériau) x B (compacité) x C (pression)**

où: A (matériau) est un paramètre qui traduit l'influence de la nature du matériau telle que sa granularité, B (compacité) est une fonction qui prend en compte la compacité du sol telle que sa porosité et C (pression) est une fonction qui rend compte de l'influence de la pression moyenne ou de confinement, bref, le module dépend de paramètres de nature (ex. granularité), d'état (ex compacité) et l'état de chargement (pression).

Dans le cas des sols utilisés dans les corps des digues de retenue des rejets miniers, ce module de déformation diminue indépendamment des paramètres A, B et C sous l'influence des effluents liquides acides et croît pour les effluents basiques, du moins pour les sols latéritiques. Dans ce cas, ce module de déformation doit intégrer aussi un paramètre qui traduit l'influence du pH du liquide percolant la matrice de sol chimisorbé, de sorte qu'il puisse s'exprimer par: **Module = A (matériau) x B (compacité) x C (pression) x D (chimisme du fluide percolant)**, ceci nous paraît aussi innovant et donc une contribution.

Ensuite, la formulation d'un modèle mathématique de type parabolique pour la prévision des tassements dans les domaines surconsolidé et normalement consolidé de la latérite (relations V-3, V-4, V-5 et V-6) en phase de chargement, de même que l'adaptation du modèle mathématique de Kozeny-Carman Modifié pour la prévision de la conductivité hydraulique saturée des latérites compactées sont aussi des contributions non négligeables.

Enfin, transgresser la procédure classique des essais œdométriques en réalisant des essais sur des éprouvettes à différentes teneurs en eau initiale, du sol sec au sol saturé, n'est pas innovant, cependant, les résultats de cette approche semblent élucider la problématique de l'effondrement de sol latéritique. La teneur en eau et la densité qui conduisent, en cas d'imbibition, au meilleur compromis entre la chute de résistance et la résistance résiduelle, correspondent aux valeurs de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale relatives à l'énergie de compactage considérée. Si le matériau est à une teneur en eau sensiblement plus élevée que la teneur en eau optimale, l'effondrement après immersion reste faible. En revanche, si la teneur en eau du matériau est largement inférieure à la teneur en eau optimale, et que le matériau vient à être réimbibé (cas d'une inondation ou d'une augmentation du niveau des effluents liquides du bassin), l'effondrement sera brutal surtout en milieu acide. Ainsi à indice des vides équivalents, l'effondrement des sols latéritiques est bien plus grand dans l'état saturé que dans celui non saturé.

Vu leur abondance et leur utilisation accrue dans les régions intertropicales, en particulier au Katanga méridional en RDC notamment dans les routes et les digues de retenue, et compte tenu de la rareté des données expérimentales sur les sols latéritiques, nous avons contribué à l'enrichissement de la base de données de ces sols aux définitions multiples. L'interprétation des essais et surtout la comparaison des résultats existants contribuent à la connaissance du comportement hydromécanique des sols latéritiques. La mise en évidence de la présence de l'halloysite doit inciter les constructeurs de routes à procéder à une caractérisation minéralogique de ces sols avant leur utilisation comme matériau de construction, car à l'état humide, l'halloysite peut fluer ou s'écouler, ce qui la fait considérer comme instable (comparativement à la kaolinite ou à l'illite) et peu intéressante comme matériau de fondation ou de remblai. L'halloysite peut être déshydratée de manière irréversible par séchage, ce qui en modifie définitivement le comportement mécanique.

C. PERSPECTIVES

Il a certes été démontré dans cette recherche que les effluents liquides acides ont un impact négatif sur les paramètres hydromécaniques des latérites compactées. Mener une étude pour savoir jusqu'à quel pH acide la chute des paramètres de résistance devient fatale à l'ouvrage en le rendant névralgique semble être une perspective intéressante à fouiller. Une telle étude doit nécessiter de refaire nos analyses en variant la concentration des sels dans la solution.

Une modélisation numérique des digues de retenue construites en latérite en utilisant comme loi de comportement le HSM implémenté dans plaxis en lieu et place de Mohr-Coulomb, permettra de vérifier nos conclusions formulées par rapport à ces deux modèles.

BIBLIOGRAPHIE

Réf.

- [01] Sahli M., Bahi L., Khalid R., (2003) – L'implication de la géotechnique dans le développement des infrastructures en Afrique. Actes du 13^{ème} CRA, Marrakech. ISBN: 9954-8407-0-2.
- [02] Peyras L., (2002) – Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages - développement de méthodes d'aide à l'expertise, Thèse, Université Blaise Pascal – Clermont II. 213p.
- [03] Freissmuth H., (2002) – Influence de l'eau sur le comportement mécanique des roches argileuses. Thèse, Ecole des Mines de Paris.
- [04] Wakim J., (2005) – Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses. Thèse, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris
- [05] Petit C., Cabot G.P., Reynouard J.-M., (1995) – Des géomatériaux aux ouvrages : expérimentations et modélisations (coll. Géomatériaux, environnement, ouvrages), (1995). Editions Hermès, Paris. ISBN 2-86601-507-X. 444p.
- [06] Erhart H., (1936), Traité de Pédologie. Tome I : Pédologie générale. Revue de géographie alpine, Volume 24, Numéro 1 p. 249 – 254.
- [07] Keller, E. A., (2000), Environmental geology, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ. 8th Ed., ISBN 0-13-022466-9, p. 560.
- [08] Maignien R. (Juin 1964) – Compte rendu des recherches sur les latérites. U.N.E.S.C.O ; WS/0264-32-NS n° réf. : NS/1748/63
- [09] Bohi Z. P., (2008) – Caractérisation des sols latéritiques utilisés en construction routière : le cas de la région de l'Agnéby (Côte d'Ivoire), Thèse, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- [10] Verdeyen J., Roisin V., Nuyens J., (1971) – Applications de la mécanique des sols, Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [11] Nahon, D., (2003) – Altérations dans la zone tropicale. Signification à travers les mécanismes anciens et/ou encore actuels / Weathering in tropical zone. Significance through ancient and still active mechanisms. Comptes Rendus Geosciences, Volume 335, Issue 16, pp. 1109-1119.
- [12] Nahon D., (1991) – Introduction to the petrology of soils and chemical weathering. John Wiley and Sons ed. New York, 297 p.
- [13] Pedro G. (1968)- Distribution des principaux types d'altération chimique à la surface du globe. Présentation d'une esquisse géographique. Revue Géographie Physique et Géologie Dynamique 10 (5), pp. 457-470.

- [14] Géraldine C., (2004) – Les conditions d'efficacité d'une gestion des eaux sur mines à ciel ouvert : l'exemple du projet Koniambo en Nouvelle-Calédonie <http://www.isige.ensmp.fr/ressources/travaux/theses/2004/caillard.pdf>
- [15] Bernard G., Pelletier (2003), Les minerais de nickel de Nouvelle-Calédonie, bulletin de l'Union Française des Géologues, pp 85-119
- [16] Maignien R., (1958) – Le cuirassement des sols en Guinée, Afrique Occidentale. Thèse Sciences. Mémoires du Service de la Carte géologique d'Alsace et de Lorraine, n°16, Université de Strasbourg, 239 pages.
- [17] Aubert G. (1954) – Les sols tropicaux. CR. 8^{ème} Congrès International de la science du sol. G.L. 6, Bucarest : 213-229.
- [18] Mbumbia L., (2002) – Etude de l'évolution des transformations thermiques des phases minérales des latérites de Yaoundé en vue de la modélisation d'un four à basse température de cuisson, Thèse de l'Université Catholique de Louvain, Belgique.
- [19] www.thunderhealings.com. Thunder Healing's, Metaphysical and General Knowledge Resource
- [20] Kumwimba K., (2006)- Evaluation de l'évolution socio-économique et spatiale de la ville de Likasi depuis sa création jusqu'en 1995, Library of Congress, ISSN 1554-0391. The Great Lakes Research Journal Vol. 2 December.
- [21] Kabulu Djibu J.P., (2006)-Evaluation et cartographie de la déforestation au Katanga (RDC), DEA en Biologie des Organismes et Environnement. Université Libre de Bruxelles, Belgique.
- [22] Cluzel D., (1985) – Géologie et métallogénie de la «série des mines» au Shaba (Ex-Katanga) méridional (Zaire). Métaévaaporites et reprises hydrothermales. Comptes rendus de l'Académie des sciences. Série 2, ISSN 0764-4450, Codn Cramed, vol.301, n°16, pp. 1209-1212 (21 ref.).
- [23] Lohest J., Warin R., (1989), - La collection des échantillons minéralogiques du Shaba du Sud-Est, AGAB MINIBUL, Vol. 22, n°9 p. 9 – 28.
- [24] <http://economie.jeuneafrique.com/dossiers-2/458-le-katanga-grande-nature/10624-katanga-du-cuivre-comme-sil-en-pleuvait.html>
- [25] François A.,(1987), - Synthèse géologique sur l'arc cuprifère du shaba (République du Zaire). Société Belge de Géologie.
- [26] Washington SW., (Août 1994), - Design and evaluation of tailings dams – Technical Report, U.S. Environmental Protection Agency, Office of Solid Waste, Special Waste Branch, 401 M Street, DC 20460, 63 pages.
- [27] Les Mwami Mwenda, Mpala, Kalonga, (2009) – Boss Mining et la pollution des rivières et terres coutumières de Kakanda. Rapport préliminaire, I love Africa, ONG-D, London.
- [28] Vick, S.G. (1990) – Planning, design and analysis of tailings dams. BiTech Publishers Ltd.
- [29] <https://maps.google.be/>

- [30] Kaniki T. A. (2008), - Caractérisation environnementale des rejets minero-métallurgiques du copperbelt congolais. Thèse de Doctorat en Sciences de l'Ingénieur. Université de Liège, Belgique.
- [31] <http://www.tailings.info/conventional.htm>.
- [32] Wone M., (1995), - Contribution à la modélisation du comportement hydrique et mécanique des remblais routiers en matériaux fins, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [33] Nowamooz H., (2007) - Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels, Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine
- [34] Delage P., Cui Y-J, (2001) - Comportement mécanique des sols non saturés, Art. C 302. Traité Construction, volume C 2. Collection documentaire technique et scientifique, Ed. Tech.de l'Ir, Paris, 19 p.
- [35] Boidy E., (2002) - Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier-Grenoble I.
- [36] Romero E., Lloret A. & Gens A., (1999) - Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay. Engineering Geology, vol. 54, pp. 117-127.
- [37] Delage P, Lefebvre G., (1984). Study of the structure of sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. Revue canadienne de géotechnique, vol. 23, pp. 21 – 35.
- [38] Griffiths F.G., & Joshi RC., (1989) - Change in pore size distribution due to consolidations of clays. Revue canadienne de géotechnique, vol. 39, pp. 159 – 167
- [39] Tessier D., (1991) - Behaviour and microstructure of clay minerals. In Soil colloids and their associations in microaggregates. MF. De Boodt, M.H. Hayes, A. Herbillon (eds.). Plenum Press, p. 387-415.
- [40] Al-Mukhtar M., Belanteur N., Tessier D., Vanapalli S.K., (1996) - The fabric of a clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states. Applied Clay Science 11, 99-115.
- [41] Houlby G.T. and Wroth, C.P. (1985), - The Variation of the Shear Modulus of a Clay with Pressure and Overconsolidation Ratio, OUEL Report N°. 1591/85, (Soil Mechanics Report N° SM058/85), Department of Engineering Science, University of Oxford.
- [42] Wroth C.P. and Houlby, G.T. (1984), - Soil Mechanics – Property Characterization and Analysis Procedures, OUEL Report N°. 1556/84, (Soil Mechanics Report N°. SM054/84), Department of Engineering Science, University of Oxford.
- [43] Aitchison G.D., (1959), - Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils, in pore pressure and suction. Eng. London, pp. 135-139.
- [44] Fredlund D.G., Xing, A. & Huang, S.Y., (1994) - Predicting the permeability function for unsaturated soil using the soil-water characteristic curve. Can. Geotech. J, 31. 533-546.
- [45] Xiang-Ling LI, (1999), - Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé, Thèse Ulg Belgique.

- [46] Delage P., Cui Y-J., (2000) – L'eau dans les sols non saturés, Art. C 301. Traité Construction, volume C 2. Collection documentaire technique et scientifique, Ed. Techniques de l'Ing., Paris, 20 p.
- [47] Delage P., (1987) – Aspects du comportement des sols non saturés, Revue Française de Géotechnique, n° 40, 33-43.
- [48] Mercury L. et Tard Y., (1997) – Pression négative et propriétés thermodynamiques de l'eau capillaire, 1250.8050/97/03240863. 0 Académie des sciences/Elsevier C.R. Acad. Sci. Paris, p324, Scribe II a, p. 863 – 873.
- [49] Boulon M. & Flavigny E., (2003) – Modélisation numérique simplifiée de l'effondrement des sols loessiques soumis à saturation. Application aux fondations de constructions, Actes du 13^{ème} CRA Marrakech, Implication de la géotechnique dans le développement des infrastructures en Afrique, ISBN : 9954-8407-0-2 Casablanca, pp 405-419.
- [50] Salager S., (2007), - Etude de la rétention d'eau et de la consolidation de sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique, Thèse de doctorat, Université Montpellier 2.
- [51] Fredlund D.G., (2000), - The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. The 1999 R.M. Hardy Lecture: Canadian géotechnical Journal, Vol.37, pp. 963-986, 10.1139/T00-026, In NRC Research Press.
- [52] Alonso E.E., Gens A. & Josa A.A., (1990) – A constitutive model for partly saturated soil. Géotechnique 40, N°3 : 405-430.
- [53] Fleureau J.M., Verbrugge J.C., Huergo P.J., Gomes Correia A. & Kheirbek-Saoud S., (2002) – Description and modelling of the drying and wetting paths of compacted soils, Can. Geotechnical J., 39, pp. 1341-1357.
- [54] Van Genuchten M.T., (1980) – A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Soc Am. J. 44 : 892 -898.
- [55] Fredlund D. G., Xing, A., Fredlund M. D. & Barbour S. L., (1995) – The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, vol. 32.
- [56] Fawcett, R. G. & Collis-George, N., (1967), - A filter paper method for determining the moisture characteristics of soil. Amt. J. Exp. Agric. Anim. Husb. 7, 162-167.
- [57] Chandler, R. J. & Gutierrez, C. I., (1986). – The filter paper method of suction measurement. Geotechnique 36, N°. 2,265-268.
- [58] Oliveira, O. M. & Marinho, F. A. M., (2006). Evaluation of filter paper calibration. UNSAT 2006.
- [59] Dysli M., (2007) – Etude Expérimentale du dégel d'un limon argileux – application aux chaussées et pergélisols alpins, Thèse N° 3792, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse
- [60] Brooks R.H., Corey A.T., (1966) – Hydraulic properties of porous medium. Hydrology paper N°3, Civ. Eng. Dept. Colorado State Univ., Port collins, colo.

- [61] Gardner W.R., (1989) – Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table. Soil science, 85, app. 228 – 232.
- [62] Cui Y.J., (1993) – Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (ENPC), France.
- [63] Nassima b., (2006) – Caractérisation du fluage des sols fins et de leur interaction avec les ouvrages – application au dimensionnement des remblais sur sols compressibles. DEA Université Mohamed Boudiaf de M'sila.
- [64]. Perrier E., (1995) – Structure géométrique et fonctionnement hydrique des sols-simulations exploitables. Editions ORSTOM, collection Etudes & Thèses, Paris. ISBN : 2-7099-1267-8.
- [65] Ganoulis J.G., (1989) – Multiphase flow in porous media: description at the pore and macroscopic scale. Unsaturated Flow in Hydrologie Modeling, Nato Asi series, 27-52.
- [66] Costet J. et Sanglerat G., (1981)-Cours pratique de mécanique des sols 1. Plasticité et calcul des tassements, Ed. Bordas, Presses polytechniques et universitaires romandes, Paris, 284p.
- [67] Magnan J-P., (2000) – Compressibilité-Consolidation-Tassement, Art. C 214. Traité Construction, Volume C 21. Collection documentaire technique et scientifique, Ed. Techniques de l'Ingénieur, Paris ; 23 p.
- [68] Magnan J-P., Soyez B., (2000) – Déformabilité des sols - Tassement - Consolidation, Art. C 214. Traité Construction, Collection documentaire technique et scientifique, Ed. Techniques de l'Ingénieur, Paris ; 23 p.
- [69] Vicol T., (1990) – Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé, Application à la modélisation. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris.
- [70] Wheeler, S. J. (1997), - A rotational hardening elastoplastic model for clays. Proc., 14th ICSMFE, Hambourg, A. A. Balkema, Rotterdam, 1, 431–434.
- [71] Olchitzky E., (2002) – Couplage hydromécanique et perméabilité d'une argile gonflante non saturée sous sollicitations hydriques et thermiques – courbe de sorption et perméabilité à l'eau, Thèse Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [72] Valle N., Blivet J. C., Kra Y M., Reiffsteck Ph., (2000) – Méthodes de compactage appliquées aux matériaux alluvionnaires, VI^{ème} Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, Caen, France.
- [73] Wheeler, S.J. and Houlsby, G.T. (1994) – The Yielding of Bothkennar Clay Geotechnique, Volume 42, No.2, 257-274. Geotechnique, Volume 44, No.1.
- [74] Davalle E.M., (1991) – Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL

- [75] Darve. (1987) – Manuel de rhéologie des géomatériaux, Editeur(s) : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC) ; 1^{ère} édition. P 402. ISBN10 : 2-85978-093-9.
- [76] Collins K. & McGown A., (1974) – The form and function of microfabric features in a variety of natural soils, Géotechn. 24, N°2.
- [77] Alonso E.E., Gens A. & Hight D.W., (1987) – Special problem soils. General report proceedings of the ninth European conference on soil mechanics and foundation engineering, Dublin.
- [78] Sudhakar M., Rao Revanasiddappa K., (2006) – Influence of Cyclic Wetting Drying on Collapse Behaviour of Compacted Residual Soil. Geotechnical and Geological Engineering, volume 24, Number 3, pp 725-734, DOI: 10.1007/s10706-004-5077-4, Springer 2006.
- [79] Dudley John H., (1970) – Review of collapse soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, May, 925-947
- [80] Cabot L., Bihan J.-P., (1993) – Quelques propriétés d'une argile sur la « ligne optimale de compactage ». Revue Canadienne de Géotechnique, 30 : 1033–1040. NRC Research Press.
- [81] Delage P., Audiguier M., Cui Y.-J., and Howat M.D., (1996) – Microstructure of a compacted silt. Canadian Geotechnical Journal, 33 : 150–158. NRC Research Press.
- [82] Modaressi A., Fry J.-J., (2002) – Barrages et remblais, Dans “Mécaniques des sols non saturés”, sous la Direction de Coussy O. et Fleureau J.-M. Chap.7. Ed. Hermes Sciences Publication, Paris, ISBN 2-7462-02905.
- [83] Magnan J.-P., Mestat P., (1997) – Lois de comportement et modélisation des sols Réglementation. Ingénierie. Géotechnique/ Référence TI255, base documentaire : Géotechnique / Référence 42238210/Référence C218.
- [84] Hicher P.-Y., Shao J.-F., (2002) – Elastoplasticité des sols et des roches. Modèles de comportement des sols et des roches 1, Hermès Science Publications, Paris. ISBN 2-7462-0436-3
- [85] Mandel J., (1978) – Propriétés mécaniques des matériaux. Ed. Eyr.
- [86] Stutz P., (1987) – Lois de comportement : principes généraux. – Dans « Manuel de Rhéologie des Géomatériaux », Presses de l'ENPC, Paris, 402 p., pp. 103-127.
- [87] Halphen B., Huet C., 1979 – Cours de matériaux de construction. Déformabilité, - ENPC, Paris.
- [88] Duncan J.M., Chang C.Y., (1970) – Non linear analysis of stress and strain in soils. – ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, N° SM5, pp. 1629-1653.
- [89] Magnan J.P., (1986) – Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles. Laboratoire central des ponts et chaussées, Rapport de recherche LPC, N° 141, 255 p.
- [90] Hujeux J.C., (1979) – Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique. – Thèse de docteur-ingénieur, École Centrale de Paris.

- [91] Hicher P.-Y., (1985) – Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques. Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. Thèse de Doctorat, Université Pierre-et-Marie-Curie.
- [92] Cambou B., Jafari K., (1988) – Modèle de comportement des sols non cohérents. Revue Française de Géotechni. vol. 44, pp. 43-55.
- [93] Sekigushi H., Ohta H., (1977) – Induced anisotropy and time dependency in clays. – In *Constitutive equations of soils*, Proceedings of the Specialty Session N° 9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo,
- [94] Lee Y-L. (1994), Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel. Thèse de doctorat de l'ENPC
- [95] Coquillay S., (2005) – Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [96] Delft University of Technology & PLAXIS, (2003) – PLAXIS Version 8.0, Manuel de référence, Pays-Bas, 194p
- [97] Delft University of Technology & PLAXIS (2003) – PLAXIS – GiD, Material models manual version 1, Pays-Bas.
- [98] Prat M., Bisch Ph., Mestat Ph., Millard A., Pijaudier-Cabot G., (1995) – La modélisation des ouvrages. – Collection Emploi des éléments finis en génie civil. Éditions Hermès, 778 p.
- [99] Bouazza A., Delage P., Wojnarowicz M., (2005), - Nature et reconnaissance de la pollution des sols. Dans Géomécanique environnementale sols pollués et déchets. Chap. 1, p 17- 45. Sous la direction de Delage P., Schrefler B., Ed. Hermès-Science Publication, Lavoisier, Paris.
- [100] Vranken I., (2010), - Pollution et contamination des sols aux métaux lourds dues à l'industrie métallurgique à Lubumbashi : Empreinte écologique, impact paysager, pistes de gestion TFE Sciences et Gestion de l'Environnement, ULB
- [101] Muteba L. J-P, Mande M. S., Kitoko Ny. F., Moma T. T, (2011), - La pollution de la rivière Kafubu. Mayi ni uzima. Rapport d'enquête N°1 Juillet 2011. Plateforme pour la Promotion et la Défense des Droits Economiques, Sociaux et culturels de la RDC DESC/RDC
- [102] Mougin Ch., Chaplain V., Gaillardon P., Sohier L., Mercier R., Sigoillot J-C., (1996), - Le traitement biologique des sols pollués par des composés organiques: l'intérêt des champignons filamenteux Courrier de l'Environnement de l'INRA N°28, août 1996
- [103] Cabinet du Président de la RDC, (2003) - Décret n°038/2003 du 26 mars 2003 portant règlement minier. Journal officiel de la RDC. Numéro Spécial, 44^{ème} Année
- [104] Kadem D., (2005) - Evaluation et comportement des métaux lourds (Cd – Cr – Cu – Ni – Pb – Zn et Mn) dans les sols à vocation agricole et à végétation naturelle soumis à une pollution atmosphé-

- rique*, Thèse de Doctorat, Université Mentouri de Constantine
- [105] Dufey J., (2010) – Pédologie, MILA 2110 Tome 1, diffusion universitaire CIACO, UCL
- [106] Van Wambeke A.R., (1962) – Criteria for classifying tropical soils by age. J. Soil Sci., Vol. 13, part 1, pp.124-132.
- [107] De Jaeger J., Thimus J.-F., Holleyman A., (2009) – Mécanique des sols. AUCE 1171, CIACO L 18 Université Catholique de Louvain.
- [108] GTR., (2000) – Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme. Editions du SETRA-LCPC, Fascicules I & II
- [109] Favre J.L., Biarez J., (1972) – Corrélations entre paramètres, Table ronde sur les corrélations de paramètres en mécanique de sols, vol. II, p.1-51, Ecole centrale de Paris.
- [110] Casagrande A., (1947) – Classification and Identification of Soils. Harvard University n°432.
- [111] Casagrande A., (1948) – Classification and Identification of soils – Transactions, American Society Civil Engineers.
- [112] Mitchell J.K., (1976) – Fundamentals of soil behaviour Edition J. Wiley, 422p, New York.
- [113] Lautrin D., (1989) – Utilisation pratique des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets du Génie Civil. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, vol. 159.
- [114] GTS., (2000) – Guide du traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques. Editions du SETRA-LCPC, 237 p.
- [115] Rat M., (1990) – Essai au bleu de méthylène. Recueil d'articles parus dans le Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 80p.
- [116] Dupain R., Lanchon R., Saint-Arroman J., (2000) – Granulats, sols, ciment et bétons – Caractérisation de Génie Civil par les essais de laboratoire. Editions Casteilla, 236 p. ISBN 2-7135-2064-9
- [117] Brindley G.W., Brown G., (1980),- Crystal structures of clay minerals and their x-Ray identification. Mineralogical Society, London
- [118] [<http://fr.wikipedia.org/wiki/Halloysite>]
- [119] Mateos M., (1984) – Recherche sur la stabilisation des sols par la chaux et les cendres volantes, ASCE Edition, 9 pages.
- [120] Roberts, J.M. (1974), - X-ray Diffraction and chemical technique for quantitative soil clay mineral analyses. PhD.Thesis, Pennsylvania State University.
- [121] Pialy P., (2009), - Étude de quelques matériaux argileux du site de Lembo (Cameroun): minéralogie, comportement au frittage et analyse des propriétés d'élasticité. Thèse, Université de Limoges
- [122] Baize D., Girard M-C., (2008) – Référentiel Pédologique, Collection savoir-faire, Afes, Edition Quae, ISBN : 978-2-7592-0186-0.
- [123] Sunil B.M., Shrihari S., Sitaram N., (2009), - Shear strength characteristics and chemical characteristics of leachate-contaminated lateritic soil. Engineering Geology 106 : 20–25
- [124] Millogo Y., Traore K., Ouedraogo R., Kabore K., Blanchart Ph., Thomassin J-H., (2008), - Geotechnical, mechanical, chemical and mineralogical characterization of lateritic gravels of Sapouy

- (Burkina Faso) used in road construction. Construction and Building Materials 22 : 70–76.
- [125] Umarany M-I, David j., Williams, (1997), Properties and performance of lateritic soil in road pavements. Engineering Geology 46, 71-80 Elsevier
- [126] Cordary D., (1994), - Mécanique des sols, Edition Lavoisier.
- [127] Holtz R. D. et Kovacs W. D., (1992), - Introduction à la géotechnique, Editions de l'école polytechnique de Montréal.
- [128] Indarto, (Juin 1991) – Comportement mécanique et compactage des matériaux des barrages, Thèse de Doct, Ecole Centrale, Paris.
- [129] Fry J.J., (1977), - Contribution à l'étude et à la pratique du compactage, Thèse de doctorat, Ecole Centrale, Paris.
- [130] Verbrugge J.C., Fleureau J.M., (2002), - Bases expérimentales du comportement des sols non saturés. Dans Mécanique des sols non saturés, Chap.2. p 69-112. Sous la direction de Coussy O., Fleureau J-M. Hermès Science, Paris. ISBN 2-7462-0290-5
- [131] Terzaghi K., (1943) – Theoretical soil mechanics, Edition John Wiley and sons.
- [132] Terzaghi K., Peck R. B., Mesri G., (1996) – Soil mechanics in engineering practice, Third Edition, Karl, A Wiley-Interscience Publicat.
- [133] Badha F., (1997), - Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation, Thèse de doctorat, ENPC
- [134] Parry R.H.G., (2004), - Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics, CRC Presse, 2^{ème} édition.
- [135] Fall M., Tisot J-P., Cisse I.K., (1997), - Comportement Non drainé de sols graveleux latéritiques compactés du Sénégal occidental sous chargement triaxial monotone et cyclique. Ingénierie de Géologie 47, 71-87 Elsevier
- [136] Tessier, D., (1990), - Organisation des matériaux argileux en relation avec leur comportement hydrique. Dans Matériaux argileux – Structure, propriétés et applications. Chapitre III. Sous la direction de A. Decarreau. Lavoisier, Paris. P. 387–445.
- [137] ASTM, (1992), - Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. (D. 5298-92). Annual Book of ASTM Standards, vol. 15.09.
- [138] Amraoui, N. (1996), - Étude des phénomènes d'infiltration dans des sols non saturés. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, France.
- [139] Fleureau, J.-M., Hadiwardoyo, S., Dufour-Laridan, E. Langlois, V, Gomes Correia, A., (2002), - Influence of suction on the dynamic properties of a silty sand. Unsaturated Soils, Jucá, de Campos and Marinho (eds), Sweets and Zeitlinger, Lisse, 2, 463-471.
- [140] Schroeder C., (2002), - Géologie des argiles, Cours acad., Ulg
- [141] Cardoso R., Barbedo D., Ribeiro D., (2012), - Hydro-Mechanical Behavior of Compacted Kaolin Considering Percolating Fluids with Different Chemical Nature. Dans Unsaturated soil: Research and application, volume 2 Springer, ISBN 978-3-642-31342-4 e-ISBN

- 978-3-642-31343-1, DOI 10.1007/978-3-642-31343-1, p439-446.
- [142] Giroud J-P, Bottero A, (1972), - Influence des propriétés physico-chimiques des argiles monominérales sur leur comportement mécanique Bull.Liaison Labo.P.et Ch.-62-nov.-déc.-Réf.1204
- [143] Bliefert C., Perraud R., (2009), - Chimie de l'environnement. Air, eau, sol, déchets, 2^e édition De Boeck Université. Bruxelles. ISBN 978-2-8041-5945-0. 478p
- [144] Njopwouo D, Orliac M., (1979), - Note sur le comportement de certains minéraux à l'attaque triacide. Cah. ORSTOM, Sér. Pédol.; Vol XVII No 4. Pp. 329–37.
- [145] Sitaram N., Sunil B.M., Shrihari S., (2007) Hydraulic and compaction characteristics of leachate-contaminated lateritic soil. Engineering Geology 94 137-144
- [146] Tertre E., (2005), - Adsorption de Cs⁺, Ni²⁺ et des lanthanides sur une kaolinite et une smectite jusqu'à 150°C : Etude expérimentale et modélisation. Thèse de doctorat, Université de Toulouse III
- [147] Di Maio, C., Santoli, L.E., Schiavone (2004), - Volume change behavior of clays: the influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state. Mechanics of Materials 36, 435–451
- [148] Spagnoli, G., Fernandez-Steeger, T.M., Arnhardt, C., Stanjek, H., Azzam, R, Feinendegen, M., (2010), - Relevance of pore fluid composition for the drained strength of clays, In General Assembly of the European Geosciences Union 2010, Vienna (Austria). Geophysical Research Abstracts, Vol. 12 (EGU2010-8535-1).
- [149] Spagnoli, G., Rubinos, D., Stanjek, H., Fernandez-Steeger, T.M., Feinendegen, M., Azzam, R. (2011): Undrained shear strength of clays as modified by pH variations, In Bulletin of Engineering Geology and the Environment, DOI: 10.1007/s10064-011-0372-9.
- [150] Nguyen Pham Ph Th., (2008), - Etude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [151] Descamps F., Tshibangu J.-P., Ramos da Silva M., Schroeder C. & Verbrugge J.-C., (2012), - Behaviour of carbonated rocks under true triaxial compression. Harmonizing Rock Engineering and the Environment – Qian & Zhou (eds). Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-80444-8
- [152] Chapuis R.P., (2012): Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. Bull. Eng. Geol. Environ. Springer-Verlag, DOI 10.1007/s10064-012-0418-7
- [153] Kouadio K., Aubertin M., Hernandez M.A., Ouangrawa M., Chapuis R.P., Bussière B., (2008),-Etude de la conductivité hydraulique des mélanges à granulométrie étalée. GeoEdmonton'08 p1478-1483
- [154] Dana E., (1999), Contribution à la caractérisation des écoulements biphasiques dans les milieux poreux. Etude expérimentale sur trois grès. Thèse de Doctorat, Université de Lille 1.

ANNEXES

ANNEXE I: NIVEAUX DE CONCENTRATION ADMISSIBLE DE METAUX DANS LES REJETS MINIER

A. Niveaux de concentration de métaux au-delà desquels les rejets miniers sont à risques élevés (Code Minier RDC [103])

<i>Paramètres</i>	<i>Critères (mg/L)</i>	<i>Paramètres</i>	<i>Critères (mg/L)</i>
Arsenic	5,0	Mercure	0,1
Baryum	100,0	Nitrates + Nitrites	1000,0
Bore	500,0	Nitrites	100,0
Cadmium	0,5	Plomb	5,0
Chrome total	5,0	Sélénium	1,0
Fluorures totaux	150,0	Uranium	2,0
Cyanure libre	0,1	Cyanure total	1,0

B. Niveaux de concentration de métaux au-delà desquels les rejets miniers sont à faibles risques (Code Minier RDC [103])

<i>Paramètres</i>	<i>Critères (mg/L)</i>	<i>Paramètres</i>	<i>Critères (mg/L)</i>
Arsenic	1,00	Mercure	0,002
Cadmium	0,10	Plomb	0,6000
Chrome, Hexavalent	0,05	Chrome total	1,0000
Cuivre	0,30	Fer, total	2,0000
Nickel	0,50	Zinc	1,0000
Cyanure libre	0,10	Cyanure total	1,0000

C. Concentrations limites de substances nocives autorisées et prescrites par le règlement sur les effluents liquides des mines de métaux (RELMM) du Canada (1977) et le Code d'éthique environnementale pour les mines [155]

1 Niveaux de pH autorisés.

Moyenne arithmétique minimale mensuelle	pH minimum dans un échantillon composite	pH minimum dans un échantillon instantané
6,0	5,5	5,0

2 Concentrations limites autorisées des substances.

Substance	Moyenne arithmétique mensuelle maximale (mg/L)	Concentration maximale dans un échantillon composite (mg/L)	Concentration maximale dans un échantillon instantané (mg/L)
Arsenic	0,5	0,75	1,0
Cuivre	0,3	0,45	0,6
Plomb	0,2	0,3	0,4
Nickel	0,5	0,75	1,0
Zinc	0,5	0,75	1,0
Matières en suspension (MES)	25,0	37,5	50,0
Radium 226 (pCi/L)	10,0	20,0	30,0

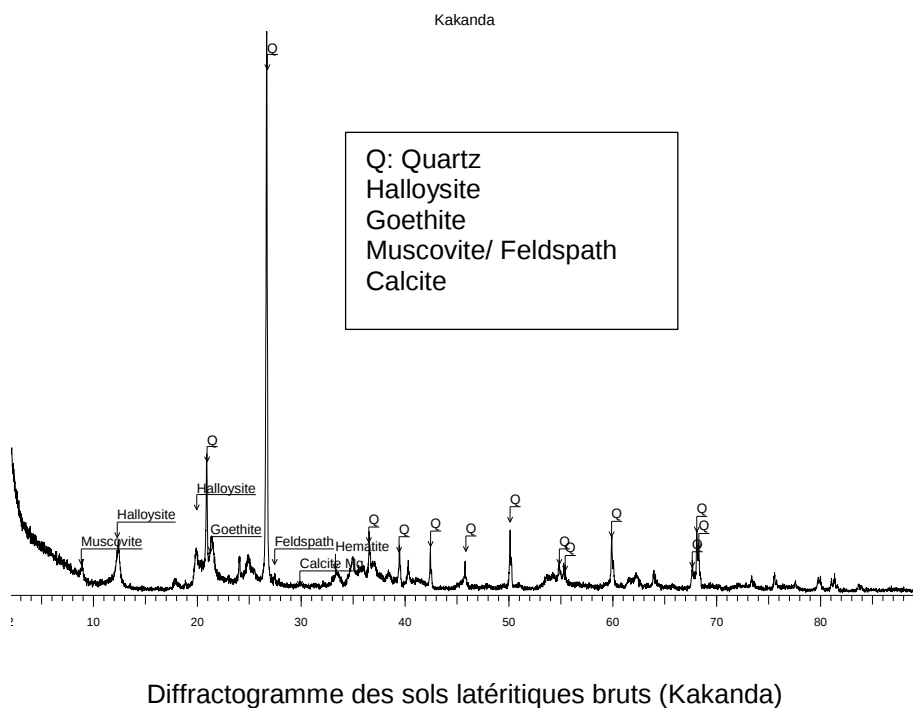
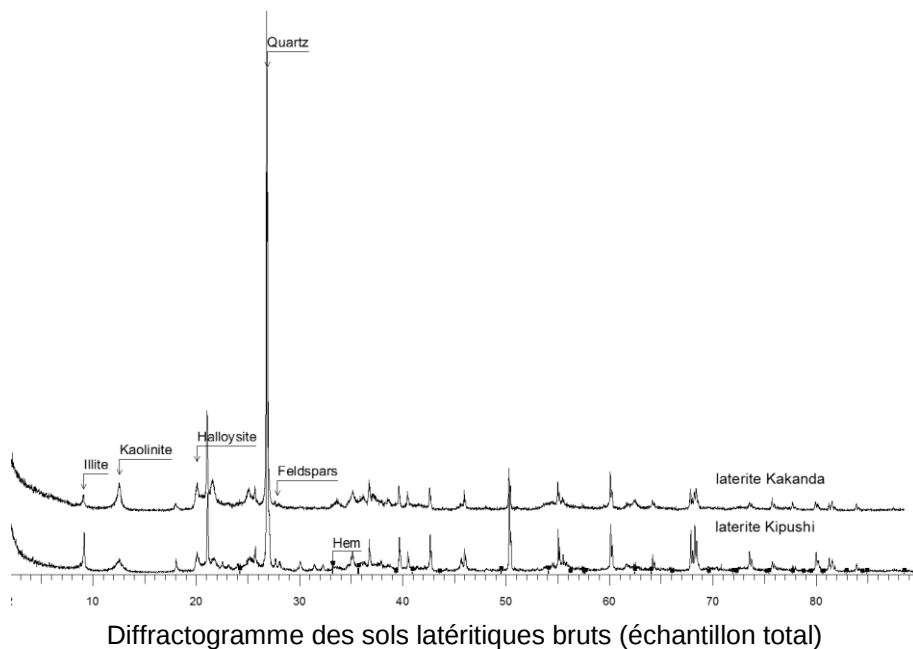
Nota : Les concentrations représentent des valeurs totales, sauf pour le radium 226 où l'échantillon ayant traversé un filtre à pores de 3 microns d'ouverture est ensuite dissous.

D Dans les sols [104]

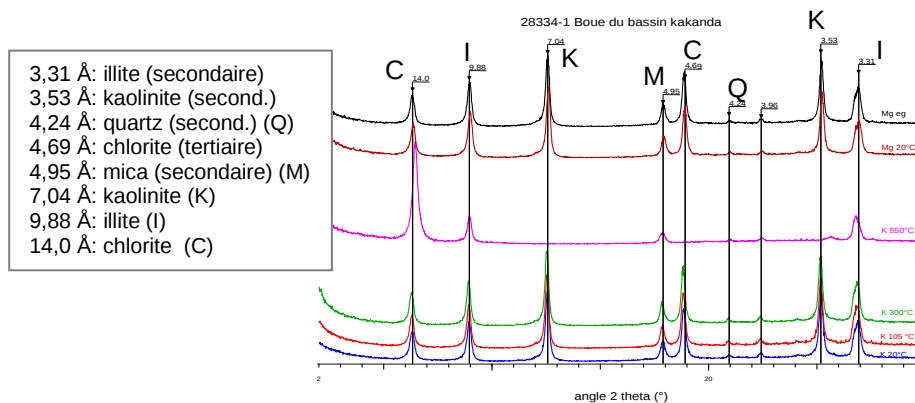
Tableau 6. Différentes normes et références – teneurs totales des ETM dans les sols (en mg/kg) les valeurs en gras sont celles prises en considération dans notre travail (D'après Baize, 1997)

	Cd	Co	Cr	Cu	Ni	Pb	Zn	Hg	Se
France P. Godin (1983)									
Seuil d'anomalie	2	30	150	100	50	100	300		
Seuil d'investigation	4	60	300	200	100	200	600		
Seuil de traitement	10	150	750	500	250	500	1500		
Seuil d'urgence	10	300	1500	1000	500	1000	3000		
France (1985)									
Norme Afnor NF U44-041	2		150	100	50	100	300	1	10
Suisse (1986)									
Valeurs indicatives (HNO ₃)	0,8	25	75	50	50	50	200	1	
Valeurs indicatives (NaNO ₃ 0,1M)	0,03			0,7	0,2	1	0,5		
Pays-Bas (1983)									
valeurs de référence A	1,5	25	100	50	50	50	200		
Valeurs de référence B	5	50	250	100	100	150	500		
Valeurs de référence C	20	300	800	500	500	600	3000		
Pays-Bas (1987)									
Valeurs de référence A	0,8	20	100	36	35	85	140		
Proposition 1993 valeurs C	12	240	380	190	210	530	720		
Québec (1988)									
Critère indicatif A	1,5	15	75	50	50	50	100		
Critère indicatif B	5	50	250	100	100	200	500		
Critère indicatif C	20	300	800	500	500	600	1500		
Directive Européenne (1986)									
Valeurs limites	1			50	30	50	150		
Valeurs limites	3			140	75	300	300		
Grande -Bretagne									
Jardins familiaux	3	?	600	?	?	500	?		
Espaces de loisirs	15	?	100	?	?	2000	?		
Production agricole (EDTA)									
Canada									
Federal remediation criteria	3	40	750	150	150	375	600		
Ontario cleanup guidelines									
Residential	3	50	1000	200	200	500	800		
commercial	8	100	1000	300	200	1000	800		

ANNEXE II: DIFFRACTOGRAMMES DES ECHANTILLONS

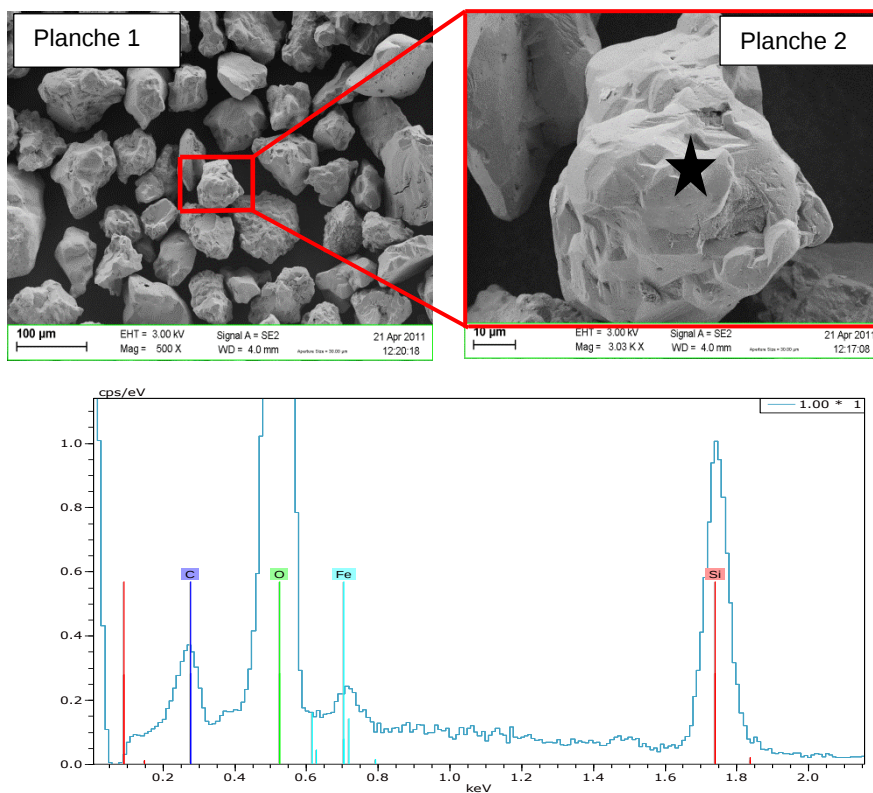


ANNEXE II: DIFFRACTOGRAMMES DES ECHANTILLONS



Diffractogramme de la boue du bassin de Kakanda

ANNEXE III: IMAGERIE MEB A FAIBLE ET FORT GROSSISSEMENT ET SPECTRE D'ANALYSE CHIMIQUE QUALITATIVE



Images MEB à faible (planche 1) et fort (planche 2) grossissement de la latérite de Kipushi et spectre d'analyse chimique qualitative

ANNEXE IV : TABLEAU DES VALEURS DE PICS (Å) [117]

X-ray identification of the principal clay minerals (<2 µm) in an oriented mount of a separated clay fraction from sedimentary material (from Carroll, 1970)

Mineral	Basal <i>d</i> spacings (00 <i>l</i>)	Glycolation effect; 1 hr, 60°C	Heating effect, 1 hr
Kaolinite	7.15 Å (001); 3.75 Å (002)	No change	Becomes amorphous at 550–600°C
Kaolinite, disordered	7.15 Å (001) broad; 3.75 Å broad	No change	Becomes amorphous at lower temperatures than kaolinite
Halloysite, 4H ₂ O	10 Å (001) broad	No change	Dehydrates to 2H ₂ O at 110°C
Halloysite, 2H ₂ O	7.2 Å (001) broad	No change	Dehydrates at 125–150°C; becomes amorphous at 560–590°C
Mica, 2M	10 Å (002); 5 Å (004) generally referred to as (001) and (002)	No change	(001) becomes more intense on heating but structure is maintained to 700°C
Illite, 1Md	10 Å (002), broad, other basal spacings present but small	No change	(001) noticeably more intense on heating as water layers are removed; at higher temperatures like mica
Montmorillonite Group	15 Å (001) and integral series of basal spacings	(001) expands to 17 Å with rational sequence of higher orders	At 300°C (001) becomes 9 Å
Vermiculite	14 Å (001) and integral series of basal spacings	No change	Dehydrates in steps
Chlorite, Mg-form	14 Å (001) and integral series of basal spacings	No change	(001) increases in intensity; <800°C shows weight loss but no structural change
Chlorite, Fe-form	14 Å (001) less intense than in Mg-form; integral series of basal spacings	No change	(001) scarcely increases; structure collapses below 800°C
Mixed-layer minerals	<i>Regular</i> , one (001) and integral series of basal spacings	No change unless an expandable component is present	Various, see descriptions of individual minerals
	<i>Random</i> , (001) is addition of individual minerals and depends on amount of those present	Expands if montmorillonite is a constituent	Depends on minerals present in inter-layered mineral
Attapulgite (palygorskite)	High intensity <i>d</i> reflections at 10.5, 4.5, 3.28, 2.62 Å	No change	Dehydrates stepwise
Sepiolite	High intensity reflections at 12.6, 4.31, 2.61 Å	No change	
Amorphous clay, allophane	No <i>d</i> reflections	No change	Dehydrates and loses weight

Brindley G.W. & Brown G., (1980), Crystal structures of clay minerals and their x-Ray identification. Mineralogical Society, London.

ANNEXE V: CALCUL DE LA COMPOSITION MINÉRALOGIQUE DES ÉCHANTILLONS DES LATERITES

Formules chimiques classiques et composition des minéraux présents dans les échantillons.

1. ILLITE		SOURCE: http://webmineral.com/data/Illite.shtml									
Formule chimique	(K,H ₃ O)(Al,Mg,Fe) ₂ (Si,Al) ₄ O ₁₀ [(OH) ₂ , (H ₂ O)]					QUANTIFICATION					
Formule empirique	K _{0,6} (H ₃ O) _{0,4} Al _{1,3} Mg _{0,3} Fe _{0,1} ²⁺ Si _{3,5} O ₁₀ (OH) ₂ (H ₂ O)					% Oxyde dans l'échantillon		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (1)	
Poids moléculaire	389,34 gr					Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi
Composition chimique	Potassium	6,03%	K	7,26%	K ₂ O	1,15	1,82	0,89	1,24	0,26	0,58
	Magnésium	1,87%	Mg	3,11%	MgO	0,38	0,53	0,38	0,53	0,00	0,00
	Aluminium	9,01%	Al	17,02%	Al ₂ O ₃	16,31	15,6	2,08	2,90	14,23	12,72
	Fer	1,43%	Fe	1,85%	Fe ₂ O ₃	15,29	8,78	0,23	0,32	15,06	8,46
	Silicium	25,25%	Si	54,01%	SiO ₂	56,27	66,3	6,60	9,20	49,67	57,14
	Hydrogène	1,35%	H	12,03%	H ₂ O	8,83	5,01	1,47	2,05	7,36	2,96
	Oxygène	55,06%	O							-	
	TOTAL	100%		95,28%				11,64	16,24		

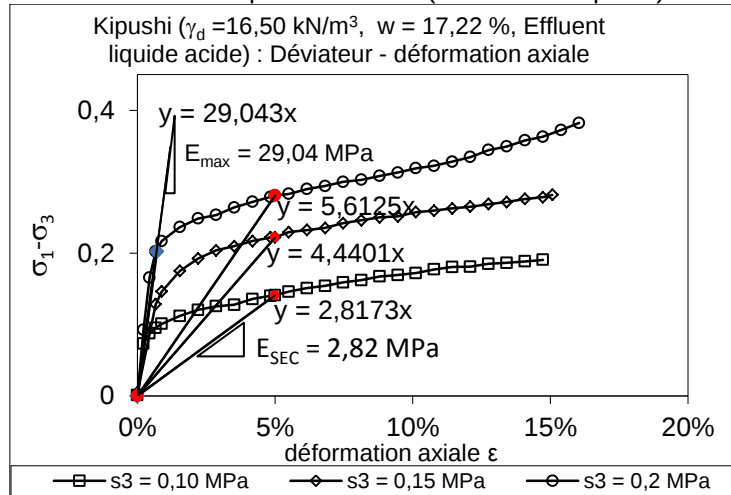
2 MUSCOVITE/ FELDSPATH			SOURCE: http://www.webmineral.com/data/Muscovite.shtml								
Formule chimique	KAl ₂ [(OH,F) ₂ (AlSi ₃ O ₁₀)] ou KAl ₂ AlSi ₃ O ₁₀ (OH) ₂					QUANTIFICATION					
Formule empirique	KAl ₃ Si ₃ O ₁₀ (OH) _{1,8} F _{0,2}					Oxyde excédentaire (1)		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (2)	
Poids moléculaire	398,71 gr					Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi
Composition chim.	Potassium	9,81%	K	11,81%	K ₂ O	0,26	0,58	0,26	0,58	0,00	0,00
	Aluminium	20,30%	Al	38,36%	Al ₂ O ₃	14,23	12,72	0,85	1,89	13,38	10,83
	Fluorine	0,95%	F	0,95%	F			0,02	0,05	-0,02	-0,05
	Fluorine		F	-0,40%	F			-0,01	-0,02	0,01	0,02
	Silicium	21,13%	Si	45,21%	SiO ₂	49,67	57,14	1,01	2,23	48,66	54,90
	Hydrogène	0,46%	H	4,07%	H ₂ O	7,36	2,96	0,09	0,20	7,27	2,76
	Oxygène	47,35%	O								
	TOTAL	100%		100%				2,23	4,93		
3 KAOLINITE/ HALLOYSITE			SOURCE: http://www.webmineral.com/data/Kaolinite.shtml et .../data/Halloysite.shtml								
Formule chimique	Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄ ou Al ₂ O ₃ .2SiO ₂ .2H ₂ O					QUANTIFICATION					
Formule empirique	Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄					Oxyde excédentaire (2)		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (3)	
Poids moléculaire	258,16 gr					Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi
Composition chim.	Aluminium	20,90%	Al	39,50%	Al ₂ O ₃	13,38	10,83	13,38	7,81	0,00	3,02
	Silicium	21,76%	Si	46,55%	SiO ₂	48,66	54,90	15,76	9,20	32,90	45,70
	Hydrogène	1,56%	H	13,96%	H ₂ O	7,27	2,76	4,73	2,76	2,54	0,00
	Oxygène	55,78%	O								
	TOTAL	100%		100%				33,87	19,77		

4	CORINDON					SOURCE: http://webmineral.com/data/Corundum.shtml						QUANTIFICATION			
Formule chimique		Al ₂ O ₃				Oxyde excédentaire (3)		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (4)					
Poids moléculaire		101,96 gr				Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi		
Composition chimique.	Aluminium	52,93%	Al	100 %	Al ₂ O ₃	0,00	3,02	0,00	3,02	0,00	0,00				
	Hydrogène	0,00%	H	0 %	H ₂ O										
	Oxygène	47,07%	O												
		TOTAL	100%		100%			0,00	3,02						
5	GOETHITE					SOURCE: http://webmineral.com/data/goethite.shtml									
Formule empirique		FeO(OH) ou Fe ₂ O ₃ . H ₂ O / Fe ⁺³ O(OH)				Oxyde excédentaire (4)		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (5)					
Poids moléculaire		88,85 gr				Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi		
Composition chimique	Fer	62,85%	Fe	89,86%	Fe ₂ O ₃	15,29	8,78	15,29			0,00	8,78			
	Hydrogène	1,13%	H	10,14%	H ₂ O	2,54	0,00	1,73			0,82	0,00			
	Oxygène	36,01%	O												
		TOTAL	100%		100%			17,02							
6	HEMATITE					SOURCE: http://webmineral.com/data/Hematite.shtml									
Formule chimique		Fe ₂ O ₃ / Fe ₂ ⁺³ O ₃				Oxyde excédentaire (5)		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (6)					
Poids moléculaire		159,69 gr				Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi		
Composition chim.	Fer	69,94%	Fe	100 %	Fe ₂ O ₃	0,00	8,78		8,78			0,00			
	Hydrogène	0,00%	H	0,0 %	H ₂ O	0,82	0,00					0,82			
	Oxygène	30,06%	O												
		TOTAL	100%		100%										

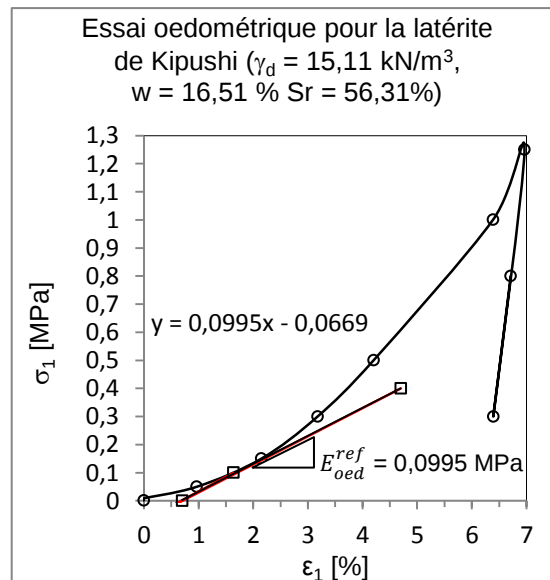
7	QUARTZ	SOURCE: http://webmineral.com/data/quartz.shtml									
Formule chimique	SiO ₂					QUANTIFICATION					
Formule empirique	SiO ₂					Oxyde excédentaire (3)		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (7)	
Poids moléculaire	60,08 gr					Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi
Composition chimi.	Silicium	46,74%	Si	100 %	SiO ₂	32,90	45,70	32,90	45,70	0,00	0,00
	Oxygène	53,26%	O								
	TOTAL	100%		100%				32,90	45,70		
8	ANATASE	SOURCE: http://webmineral.com/data/anatase.shtml									
Formule chimique	TiO ₂					% Oxyde dans l'échantillon		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (8)	
Poids moléculaire	79,88 gr					Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi
Composition chim.	Titane	59,94%	Al	100 %	TiO ₂	1,10	1,06	1,10	1,06	0,0	0,0
	Oxygène	40,06%	O								
	TOTAL	100%		100%		1,1	1,06				
9	CALCITE	SOURCE: http://webmineral.com/data/calcite.shtml									
Formule chimique	CaCO ₃					% Oxyde dans l'échantillon		Pi(a): Proportion oxyde		Oxyde excédentaire (9)	
Poids moléculaire	100,09 gr					Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi	Kakanda	Kipushi
Composition chim.	Calcium	40,04%	Ca	56,03%	CaO ₂	0,08	0,06	0,08	0,06	0,00	0,00
	Carbone	12,00%	C	43,97%	CO ₂			0,10	0,08		
	Oxygène	40,06%	O								
	TOTAL	92%		100%				0,18	0,14		

ANNEXE VI: DETERMINATION DES MODULES DE DEFORMATION (LATERITE DE KIPUSHI)

A. Détermination du module de rigidité sécant à 5% de déformation sous pollution acide (Latérite de Kipushi)

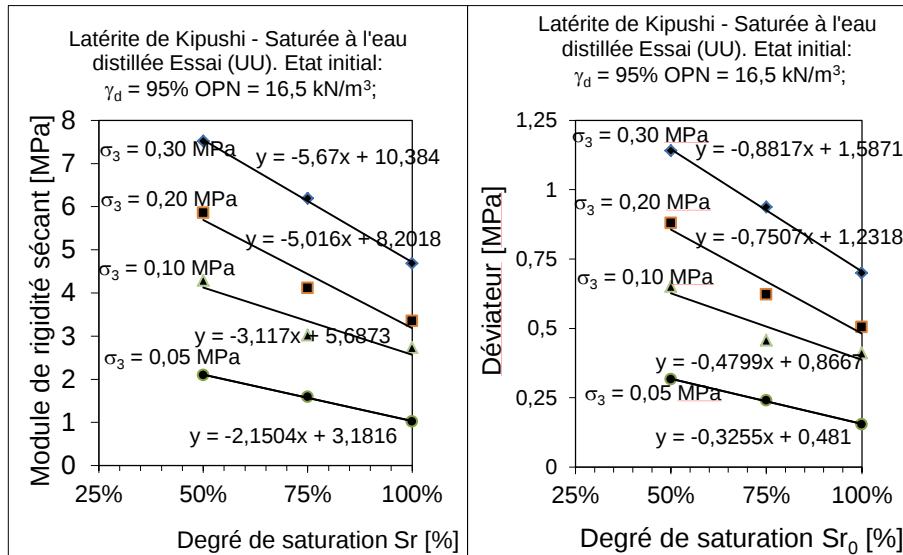


B. Définition du module œdométrique tangent, paramètre du HSM



La pente de la tangente à courbe $\sigma_1 = f(\varepsilon_1)$ présentée à la figure ci-dessus fournit le module œdométrique à la pression de référence, ce qui permet de calculer le paramètre «m» à partir de la relation III-33

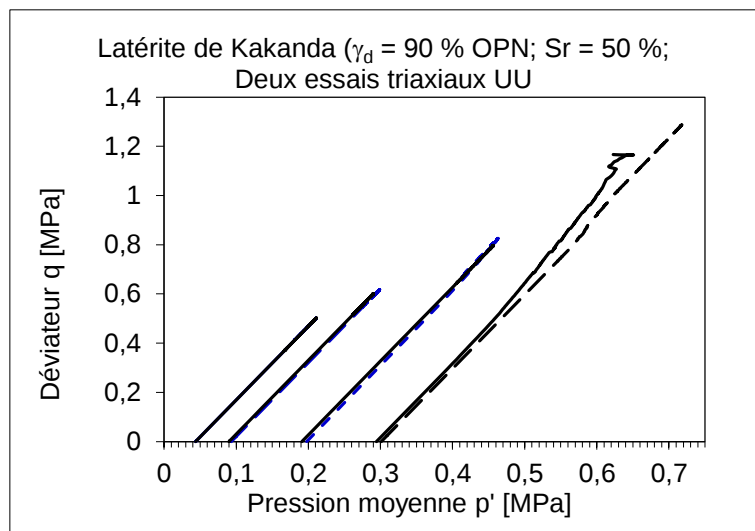
ANNEXE VII: INFLUENCE DE LA SATURATION INITIALE SUR LE DEVIATEUR ET LE MODULE DE RIGIDITE SECANT.



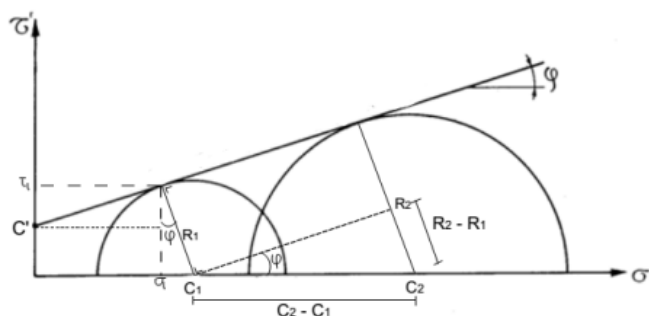
Influence de la saturation initiale des éprouvettes sur le déviateur et le module de rigidité sécant.

ANNEXE VIII: RESULTATS DES ESSAIS DE REPETABILITE

Répétabilité des 2 essais triaxiaux UU sur des chemins de contrainte



Répétabilité des essais triaxiaux CU dans le plan $\sigma - \tau$



$$\varphi = \arcsin \frac{R_2 - R_1}{C_2 - C_1}; \sigma_L = C_1 - R_1 \sin \varphi; \tau_L = R_1 \cos \varphi; c = \tau_L - \sigma_L \tan \varphi$$

1 Essai CU (KSHI)/ Eau distillée, $\gamma_d = 17,36 \text{ kN/m}^3$, $w = 16,28\%$

σ_3 [kPa]	φ [°]	σ_L [kPa]	τ_L [kPa]	c [kPa]
100 et 150	20,1375	185,9238	123,0258	54,8496
150 et 200	20,3949	252,4746	147,4276	53,5588
100 et 200	20,2666	185,6468	122,9239	54,3742
100 et 300	19,8775	186,4825	123,2292	55,8063
200 et 300	19,4818	322,6562	173,4959	59,3530
150 et 300	19,7902	454,8202	220,2467	56,5893
moyenne	19,9914			55,7551

2 Essai CU (KSHI)/ Effluent acide, $\gamma_d = 17,36 \text{ kN/m}^3$, $w = 16,28\%$, $\text{pH}=5.9$

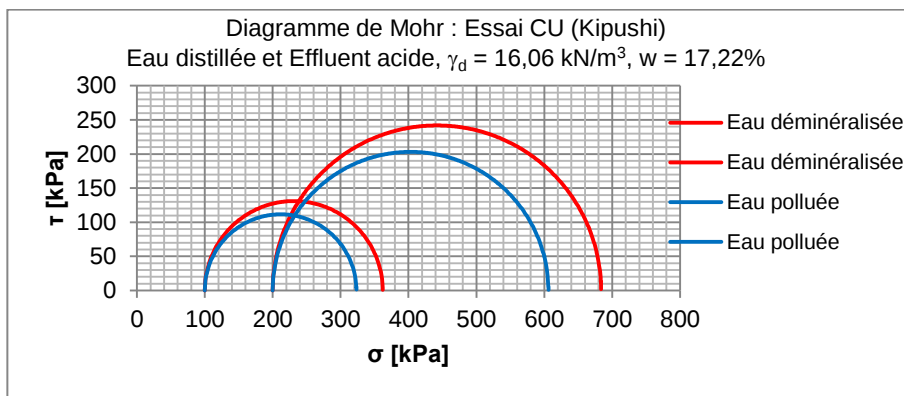
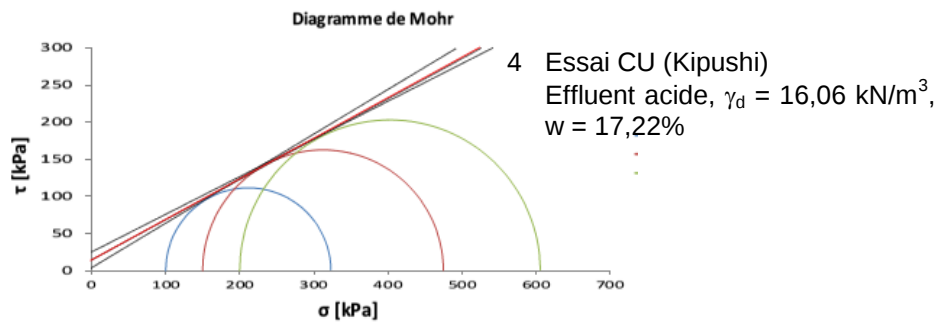
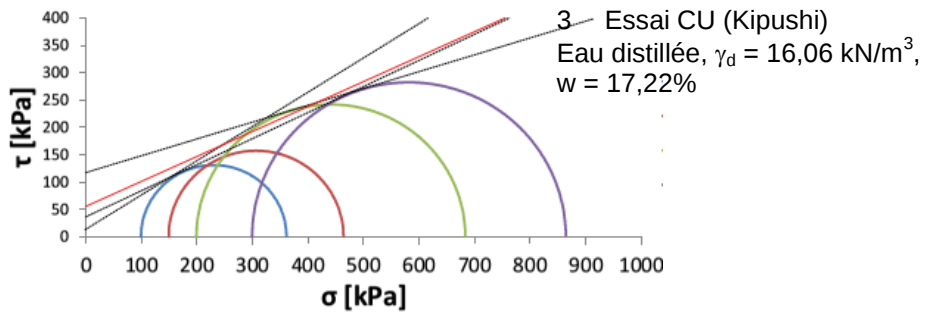
σ_3 [kPa]	φ [°]	σ_L [kPa]	τ_L [kPa]	c [kPa]
100 et 150	24,4313	165,6407	101,9156	26,6684
150 et 200	22,3862	241,1426	136,1116	36,7879
100 et 200	23,4326	167,4242	102,7071	30,1432
100 et 300	22,9009	168,3791	103,1158	31,9865
200 et 300	22,3561	310,2712	164,5848	36,9782
150 et 300	22,3661	448,2687	221,3396	36,8865
moyenne	22,9789			33,2418

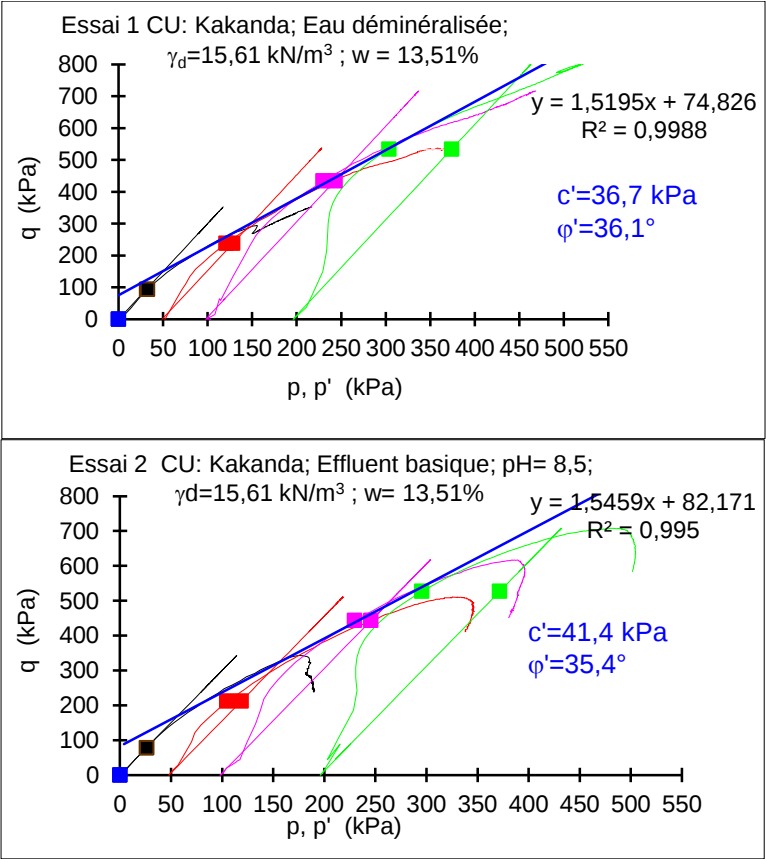
3 Essai CU (KSHI)/ Eau distillée, $\gamma_d = 16,06 \text{ kN/m}^3$, $w = 17,22\%$

σ_3 [kPa]	φ [°]	σ_L [kPa]	τ_L [kPa]	c [kPa]
100 et 200	31,7	162,2	111,5	11,3
100 et 300	25,5	174,6	118,3	35,1
200 et 300	16,7	372,3	231,6	119,8
moyenne	24,7			55,8

4 Essai CU (KSHI)/ Effluent acide, $\gamma_d = 16,06 \text{ kN/m}^3$, $w = 17,22\%$, $\text{pH}=5.9$

σ_3 [kPa]	φ [°]	σ_L [kPa]	τ_L [kPa]	c [kPa]
100 et 150	30,3	155,2	96,3	5,5
100 et 200	28,5	235,1	142,9	15,2
150 et 200	26,5	240,0	145,5	25,6
moyenne	28,5			15,4





ESSAI TRIAXIAL (CU) Détermination des paramètres (c,φ) Cercles de Mohr et Droite de Mohr-Coulomb

