N° 97



UNIVERSITE D'ABOMEY- CALAVI (UAC)

****

ECOLE DOCTORALE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR (ED-SDI)

****

Master de Recherche en Géotechnique et Infrastructures Immobilières

****

Rapport de Stage

Thème :

ETUDE EXPLORATOIRE DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR SOLS GONFLANTS : CAS D'ISSABA

Présenté par :

HOUEMAVO Donald
Ingénieur de conception en Génie Civil

Encadré par :

Dr Ing. AHLINHAN Marx Ferdinand
Maître Assistant des Universités de CAMES

Sous la direction de :

Dr TANKPINOU S. Yvette
Maître de conférences des Universités de CAMES
Enseignant chercheur à l'UNSTIM

Laboratoire d'Énergétique et de Mécanique Appliquée (LEMA)

Sommaire

Dédicaces ii
Remerciements iii
Résumé vi
Abstract vii
Nomenclatures viii
INTRODUCTION 1
1. Chapitre 1 : Argile et sols gonflants 4
1.1 Les argiles 4
1.2 Les sols gonflants 13
2. CHAPITRE 2 : Pathologie des constructions dans les zones de sols gonflants 20
Introduction 20
2.1 Phénomène de retrait-gonflement 20
2.2 Tassement des sols 21
2.3 Comportement des bâtiments lors du gonflement du sol 23
2.4 Conséquences de l'humidification du sol de fondation et comportement des bâtiments et ouvrages d'art lors du gonflement du sol 24
2.5 Désordres observés sur les ouvrages 24
2.6 Recommandations pratiques lors d'une construction sur sols gonflants 28
3. Chapitre 3 : Matériaux, matériels et méthodologie 34
Introduction 34
3.1 Milieu d'étude 34
3.2 Méthodologie de recherche 38
Conclusion 47
4. Chapitre 4 : Etude expérimentale du comportement des sols gonflants en laboratoire 49
Introduction 49
4.1 Essais d'identification 49
4.2 Essais mécaniques 55
Conclusion 64
5. Chapitre 5 : Modélisation du comportement des fondations dans un massif de sol gonflants 66
Introduction 66
5.1 Le logiciel Geofond 66
5.2 Le logiciel Plaxis 81
5.3 Comparaison des résultants des deux méthodes numériques (Géofond et Plaxis) 114
5.4 Etude de l'effet du gonflement sur la fondation superficielle 115
5.5 Détermination analytique du tassement 128
Conclusion 128
CONCLUSION ET PERSPECTIVES 132
Annexes 134
Annexe A : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire sur Puits Manuels : site d'Issaba 135
Annexe B : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire sur Puits Manuels : site d'Ahoyèyè… 135
Annexe C : Courbe contrainte-déformation de l'argile d'Issaba 136
Annexe D : Courbe contrainte-déformation de l'argile d'Ahoyèyè 137
Références bibliographiques 138
Table des matières 141

Dédicaces

Je dédie le présent travail :

.

- A ma feue mère **OUSSOU Françoise**,

Pour avoir su inculquer une bonne éducation et le goût au travail bien fait à vos enfants, j'ai gardé sceller vos préceptes ; Veuillez trouver en ce travail, la sublime éclosion de vos vœux intimes.

HOUEMAVO Donald 2020

Remerciements

C'est tout d'abord à notre Seigneur que je dis ma profonde reconnaissance. Dire « **Merci** » est et demeure un acte de gratitude envers ceux qui accordent grâce. Merci Seigneur pour Tes œuvres dans ma vie. Gloire à Toi au plus haut des cieux, Toi qui as cheminé avec moi jusqu'à l'aboutissement de ce travail ; louange et adoration à Toi. Merci de toujours me montrer le chemin et de me conseiller.

Ensuite à la très **Sainte Vierge Marie** ; **c**eux qui vous exposent leurs actions verront leurs plans se réaliser un beau jour. Je vous remercie pour avoir été la lumière qui m'a éclairé tout au long de cette formation.

Ainsi, ce mémoire est le résultat d'un travail de plusieurs mois. En préambule, je souhaite adresser tous mes remerciements aux personnes qui m'ont apporté leur soutien et qui ont ainsi contribué à l'élaboration de ce mémoire de recherche appliquée. Je voudrais exprimer mes remerciements les plus sincères à :

- mon père **HOUEMAVO Jean**,

Veuillez prendre ce travail comme le fruit de vos efforts. Que Dieu vous bénisse et vous accorde la longévité. Merci papa, soyez en remercier.

- notre équipe d'encadrement,
  - Dr **GBAGUIDI S. Victor**, Maître de Conférences des Universités du CAMES, qui malgré ses multiples occupations a consenti beaucoup d'intérêts et sacrifices pour l'aboutissement de ce travail. Je tiens tout particulièrement à le remercier de nous avoir accueillis maintes fois dans son bureau d'étude pour nous faire profiter de ses vastes connaissances, sa créativité et sa rigueur scientifique sans faille tout au long de ce travail. Je ne le remercierai jamais assez pour ses qualités humaines ;
  - Dr **TANKPINOU KIKI S. Yvette,** Maître de Conférences des Universités du CAMES dont la disponibilité, les questions, les sages conseils et les orientations ont enrichi et éclairé ce travail. Que le Tout Puissant bénisse vos projets ;
  - Dr **AHLINHAN Marx Ferdinand**, Maître Assistant des Universités du CAMES dont la constante disponibilité et la spontanéité ont

permis l'encadrement scientifique et technique de ce mémoire. Que le Très Haut vous accorde une longévité, vous honore et vous comble de grâces dans toutes vos entreprises.

- nos condisciples, qui malgré leurs multiples occupations ont consenti beaucoup d'intérêts et sacrifices pour l'aboutissement de ce travail. Je tiens tout particulièrement à remercier Orphée DANSOU de nous avoir permis de réaliser nos essais au sein du Centre National d'Essais et de Recherche des Travaux Publics (CNERTP).

Ma gratitude va à l'endroit du :

- Professeur **Maxime Da Cruz**, Recteur de l'Université d'Abomey-Calavi ; je vous remercie avec une grande marque de considération ;
- Professeur **Antoine VIANOU**, Directeur de l'Ecole Doctorale des Sciences de l'Ingénieur de l'Université d'Abomey-Calavi ;
- Dr **GBAGUIDI S. Victor**, Directeur Adjoint de l'Ecole Doctorale des Sciences de l'Ingénieur de l'Université d'Abomey-Calavi et Coordonnateur de la formation Master de Recherche en Géotechnique Infrastructures Immobilières ;
- tout le personnel de l'Ecole Doctorale des sciences de l'Ingénieur de l'Université d'Abomey-Calavi , je vous remercie pour l'accueil chaleureux ;
- tout le personnel du CNERTP et particulièrement à Monsieur **Patrick KINNINSSODE**, Chef Section essais mécaniques ;
- à la famille **NOUHAGOVI**, mes **frères**, **sœurs** et **amis**,
  Vous qui m'avez toujours encouragé et soutenu tout au long de ma formation. Plein d'amour et d'attention à mon égard, recevez ici ma sincère gratitude pour vos soutiens matériels et moraux. Puisse Dieu établir sa seigneurie dans vos vies et vous comble de ses bienfaits.

Je voudrais exprimer aussi mes sincères reconnaissances à l´ensemble du corps professoral de l'Ecole Doctorale des sciences de l'Ingénieur de l'Université d'Abomey-Calavi qui n'a ménagé aucun effort pour nous donner les connaissances théoriques et pratiques dont nous avons besoin, particulièrement à ceux qui nous ont encadrés durant notre formation.

Nos remerciements vont aussi aux Docteurs HOUANOU Agapi, Clément LABITAN et Crépin YABI ; ainsi qu'aux doctorants GBAGUIDI Brice, Christian A. KOUKOUBOU.

Enfin, j'exprime ma profonde gratitude à l'endroit, de M. AKOUTANON C. Etienne, Chef Centre de Secours Pobè ; Aimé FACHOLA Maître CP EPP Centre Pobè, puis de toute ma famille pour leur soutien moral et les multiples efforts consentis à mon égard pour l'achèvement de ce travail**.** Que tous ceux qui, de près ou de loin, ont aidé à la réalisation de ce travail trouvent ici, l'expression de mon infinie gratitude.

Merci !!!

Résumé

Des descentes dans la zone d'étude qui est la commune de Pobè située dans la dépression de la Lama afin d'appréhender l'état actuel des constructions, l'abondance des pathologies recensées, ont permis de choisir au mieux les zones de prélèvement de nos échantillons. Les sites retenus se trouvent ainsi dans les arrondissements d'Issaba et d'Ahoyèyè. Les résultats de l'étude en laboratoire des échantillons et leur interprétation en termes de granulométrie, de teneur en eau, de déformation et gonflement montrent que ces sols gonflants sont de l'argile plus précisément de l'Illite très plastique, très consistante, surconsolidée, très compressible avec un pouvoir de gonflement élevé.

Une première étude numérique réalisée à l'aide du logiciel Géofond sur des fondations superficielles (semelles isolées) à différentes profondeurs (0 – 0,5 m ; 0,5 - 1 m ; 1 – 1,5 m ; 1,5 – 2 m) pour chaque site montre que pour une charge de 200 kN centrée et non inclinée à l'état limite ultime et pour une fondation de 0,8x1,2 m² la capacité portante n'est pas vérifiée à 2 m de profondeur pour le site d'Issaba par contre elle est vérifiée pour le site d'Ahoyèyè. De plus les courbes de capacité portante varient en fonction de la profondeur et évolue en dent de scie à cause des paramètres (cohésion c, angle de flottement φ, poids volumique humide γ_h, poids volumique saturé γ_{sat}) du sol qui varient avec la profondeur.

Une seconde étude numérique réalisée à l'aide du logiciel Plaxis sur des fondations superficielles (semelles isolées) à 2 m de profondeurs pour chaque site montre que pour la même charge de 200 kN centrée et non inclinée à l'état limite ultime et pour une fondation de 0,8x1,2 m² la capacité portante est vérifiée pour le site d'Issaba quel que soit le modèle utilisé (Mohr-Coulomb ou Hardening Soil Model) par contre elle est vérifiée que pour le modèle Mohr-Coulomb puis n'est pas vérifié pour le modèle Hardening Soil Model pour le site d'Ahoyèyè . De plus les déplacements verticaux maximaux sont obtenus avec le modèle de Hardening Soil et ne vérifient pas le tassement admissible de l'Eurocode 7 égal à 20mm par contre pour le modèle de Mohr-Coulomb le déplacement vertical n'est pas vérifié pour le site Issaba mais est vérifié pour le site Ahoyèyè.

Mots clés :
Sol gonflant ; retrait-gonflement ; capacité portante ; consolidation ; pathologie.

Abstract

Visits to the study area, which is the commune of Pobè located in the Lama depression, in order to assess the current state of construction and the abundance of pathologies identified, made it possible to choose the best areas for taking samples. The selected sites are thus located in the Issaba and Ahoyèyè districts. The results of the laboratory study of the samples and their interpretation in terms of granulometry, water content, deformation and swelling show that these swelling soils are clays, more precisely very plastic, very consistent, over-consolidated, very compressible with a high swelling power.

An initial numerical study carried out using Geofond software on surface foundations (isolated footings) at different depths (0 - 0.5 m; 0.5 - 1 m; 1 - 1.5 m; 1.5 - 2 m) for each site shows that for a load of 200 kN centered and not inclined at the ultimate limit state and for a foundation of 0.8x1.2 m² the bearing capacity is not verified at a depth of 2 m for the Issaba site, but it is verified for the Ahoyèyè site. Moreover, the bearing capacity curves vary with depth and evolve in a sawtooth pattern because of the parameters (cohesion c, angle of buoyancy φ, wet density γ_h, saturated density γ_{sat}) of the soil which vary with depth.

A second numerical study carried out with the Plaxis software on shallow foundations (isolated footings) at 2 m depth for each site shows that for the same load of 200 kN centered and not inclined at the ultimate limit state and for a foundation of 0.8x1, 2 m² bearing capacity is verified for the Issaba site regardless of the model used (Mohr-Coulomb or Hardening Soil Model). However, it is only verified for the Mohr-Coulomb model and not for the Hardening Soil Model for the Ahoyèyè site. Moreover, the maximum vertical displacements are obtained with the Hardening Soil Model and do not verify the permissible settlement of Eurocode 7 equal to 20mm on the other hand for the Mohr-Coulomb model the vertical displacement is not verified for the Issaba site but is verified for the Ahoyèyè site.

Keywords:
Swelling soil; shrink-swell; bearing capacity; consolidation; pathology.

Nomenclatures

PM : Puits manuel
HRB : Highway Research Board
W_L : Limite de Liquidité
I_P : Indice de Plasticité
MO : Matière Organique
γ_s : Poids Spécifique
γ_h : Poids humide
γ_{sat} : Poids volumique saturé
γ_d : Poids volumique sec
C_U : Cohésion non drainé
φ_U : Angle de flottement non drainé
e_o : Indice des vides du sol en place
e_i : Indice des vides initial
Cc : Indice de compression
Cs : Indice de gonflement
Cr : Coefficient de consolidation radiale
Cα : Coefficient de fluage
Cv : Coefficient de consolidation verticale
σ'_{vo} : Contrainte effective verticale
σ'_p : Contrainte de préconsolidation
σ_v : Contrainte verticale
Ψ : Angle de dilatance
κ^* : Indice de gonflement
λ^* : Indice de compression
μ^* : Indice de fluage
ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15)
$K_o = \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$: coefficient des terres au repos pour un sol normalement
M : pente de la ligne de l'état critique
H : Hauteur
D : Diamètre
ΔH : Tassement
W : Teneur en eau
% : Pourcentage
kN : kiloNewton
S : Surface
kPa : kiloPascal
NF P : Norme Française
EN : Norme Européenne
DTU : Document Technique Unifié
TN : Le profil du terrain avant les travaux (Terrain naturel)
TF : Le profil du terrain après les travaux (Terrain fini)

Liste des figures

Figure 1-1 : Couches tétraédriques de slice [13] 5
Figure 1-2 : Couches octaédriques centré sur l'aluminium [13] 5
Figure 1-3 : Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux TO (1:1) et TOT (2:1) [14] 6
Figure 1-4 : Différents niveaux structuraux des sols gonflants [13] 7
Figure 1-5 : Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses : Attraction par osmose, Attraction par dipolaire [13] 8
Figure 1-6 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite [15] 9
Figure 1-7 : Structure A et morphologie B d'une kaolinite bien cristallisée [12] 9
Figure 1-8 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite [15, p. 243] 10
Figure 1-9 : Représentation schématique de la structure d'une montmorillonite [12] 11
Figure 1-10 : : Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite [15] 11
Figure 1-11 : Structure (A) et morphologie B de l'illite [12] 12
Figure 1-12 : Les différentes origines du gonflement [13] 15
Figure 1-13 : Situation géographique de la dépression de la Lama au sud du Bénin [17] 18
Figure 3-1 : Carte de situation 34
Figure 3-2 : Carte géologique de la Commune de Pobè 35
Figure 3-3 : Carte Pédologique de Pobè 37
Figure 3-4 : Carte de prélèvements 39
Figure 3-5 : Diagramme de plasticité 41
Figure 3-6 : Diagramme de consistance 41
Figure 3-7 : Appareil œdométrique 46
Figure 5-1 : Interface d'accueil de GOFOND 66
Figure 5-2 : Paramétrage et choix de méthode 67
Figure 5-3 : Configuration des calculs et sorties 68
Figure 5-4 : Schéma de la fondation sous Geofond 69
Figure 5-5: Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique. 87
Figure 5-6 : Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique. 87
Figure 5-7 : Interface de saisie des paramètres du sol dans le modèle élastique linéaire 88
Figure 5-8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb 89
Figure 5-9 : Interface de saisie des paramètres du sol dans le modèle Mohr-Coulomb 89
Figure 5-10 : Interface de saisie des paramètres du sol dans le modèle Soft Soil Model (S.S.M) 90
Figure 5-11 : Interface de saisie des paramètres du sol dans le modèle Hardening Soil Model (H.S.M) 91

Figure 5-12 : Définition du module initiale E_o et du module à 50% de la rupture E_{50}. 92
Figure 5-13 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique. 96
Figure 5-14 : Interface de saisie des paramètres avancé du sol 96
Figure 5-15 : Modèle géométrique du projet. 97
Figure 5-16 : Maillage du projet. 101
Figure 5-17 : Conditions hydrauliques initiales. 101
Figure 5-18 : Fenêtre de calcul des pressions dans une couche 102
Figure 5-19 : Génération des pressions interstitielles initiales 102
Figure 5-20 : Génération des contraintes initiales. 102
Figure 5-21 : Déformation de maillage 104
Figure 5-22 : Mécanisme de rupture 104
Figure 5-23 : Déplacement incrémentiel total 104
Figure 5-24 : Déplacement total 104
Figure 5-25 : Contrainte effective totale 105
Figure 5-26 : Contrainte effective moyenne 105
Figure 5-27 : Contrainte totale 105
Figure 5-28 : Contrainte moyenne 105
Figure 5-29 : Courbe charge déplacement du modèle Mohr-Coulomb d'Issaba 106
Figure 5-30 : Déformation de maillage 106
Figure 5-31 : Mécanisme de rupture 106
Figure 5-32 : Déplacement incrémentiel total 107
Figure 5-33 : Déplacement total 107
Figure 5-34 : Contrainte effective totale 107
Figure 5-35 : Contrainte effective moyenne 107
Figure 5-36 : Contrainte totale 108
Figure 5-37 : Contrainte Moyenne 108
Figure 5-38 : Courbe charge déplacement du modèle Mohr-Coulomb d'Ahoyèyè 108
Figure 5-39 : Déformation de maillage 109
Figure 5-40 : Mécanisme de rupture 109
Figure 5-41 : Déplacement incrémentiel total 109
Figure 5-42 : Déplacement total 109
Figure 5-43 : Contrainte effective 110
Figure 5-44 : Contrainte effective moyenne 110
Figure 5-45 : Contrainte totale 110
Figure 5-46 : Contrainte Moyenne 110

Figure 5-47 : Courbe charge déplacement du modèle Hardening Soil d'Issaba 111
Figure 5-48 : Déformation de maillage 111
Figure 5-49 : Mécanisme de rupture 111
Figure 5-50 : Déplacement incrémentiel total 112
Figure 5-51 : Déplacement total 112
Figure 5-52 : Contrainte effective totale 112
Figure 5-53 : Contrainte effective moyenne 112
Figure 5-54 : Contrainte totale dans les principales directions 113
Figure 5-55 : Contrainte moyenne 113
Figure 5-56 : Courbe charge déplacement du modèle Hardening Soil d'Ahoyèyè 113
Figure 5-57 : Détermination du coefficient de proportionnalité k à partir d'un essai de gonflement [15] 118
Figure 5-58 : Résultat d'un essai de gonflement sur argile [15] 119
Figure 5-59 : Déformation périphérique asymétrique d'une semelle isolée 122
Figure 5-60 : Déformation centrale d'une semelle isolée 122
Figure 5-61 : Déformation périphérique d'une semelle isolée 123
Figure 5-62 : Schéma de calcul de la semelle isolée sur sol gonflant (humidification périphérique) 124
Figure 5-63 : Schéma de calcul de la semelle isolée sur sol gonflant (humidification au centre) 124
Figure 5-64 : Schéma de calcul de la semelle isolée sur sol gonflant 125
Figure 5-65 : Courbe de variation de la déformation de gonflement du sol lors de son humidification, en fonction de la pression appliquée 127

Listes des graphes

Graphe 4-1 : Récapitulatif des courbes de liquidité de l'argile d'Issaba de 0 à 2 m 50
Graphe 4-2 : Récapitulatif des courbes de liquidité de l'argile d'AHOYÈYÈ de 0 à 2 ,0 m 51
Graphe 4-3 : Récapitulatif des courbes granulométriques de l'argile d'Issaba 53
Graphe 4-4 : Récapitulatif des courbes granulométriques de l'argile d'Ahoyèyè 54
Graphe 4-5 : Courbe intrinsèque de l'argile d'Issaba de 0 à 0 ,5 m 56
Graphe 4-6 : Courbe intrinsèque de l'argile d'Issaba de 0,5 à 1,0 m 56
Graphe 4-7 : Courbe intrinsèque de l'argile d'Issaba de 1,0 à 1,5 m 56
Graphe 4-8 : Courbe intrinsèque de l'argile d'Issaba de 1,5 à 2 m 57
Graphe 4-9 : Courbe intrinsèque de l'argile d'Ahoyèyè de 0 à 0 ,5 m 57
Graphe 4-10 : Courbe intrinsèque de l'argile d'Ahoyèyè de 0,5 à 1 m 58
Graphe 4-11 : Courbe intrinsèque de l'argile d'Ahoyèyè de 1 à 1,5 m 58
Graphe 4-12 : Courbe intrinsèque de l'argile d'Ahoyèyè de 1,5 à 2 m 58
Graphe 4-13 : Courbe de compressibilité de l'argile d'Issaba de 0,0 à 0,5 m 59
Graphe 4-14 : Courbe de compressibilité de l'argile d'Issaba de 0,5 à 1,0 m 59
Graphe 4-15 : Courbe de compressibilité de l'argile d'Issaba de 1,0 à 1,5 m 60
Graphe 4-16 : Courbe de compressibilité de l'argile d'Issaba de 1,5 à 2,0 m 60
Graphe 4-17 : Courbe de compressibilité de l'argile d'Ahoyèyè de 0,0 à 0,5 m 61
Graphe 4-18 : Courbe de compressibilité de l'argile d'Ahoyèyè de 0,5 à 1,0 m 61
Graphe 4-19 : Courbe de compressibilité de l'argile d'Ahoyèyè de 1,0 à 1,5 m 62
Graphe 4-20 : Courbe de compressibilité de l'argile d'Ahoyèyè de 1,5 à 2,0 m 62
Graphe 5-1 : Courbe de la capacité portante en fonction de la profondeur de l'argile d'Issaba 76
Graphe 5-2 : Courbe de la capacité portante en fonction de la profondeur de l'argile d'Ahoyèyè 81

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Caractéristiques microscopiques des principales argiles [13] 12
Tableau 3-1 : Localisation des sites de prélèvements 37
Tableau 3-2 : Désignation géotechnique des sols en fonction de la teneur en matières organiques 43
Tableau 3-3 : Classification H.R.B 44
Tableau 3-4 : Nature du sol compressible en fonction de l'indice de compression Cc 46
Tableau 3-5 : Nature du sol gonflant en fonction de l'indice de plasticité 47
Tableau 3-6 : Nature des sols en fonction de l'indice de compression Cc 47
Tableau 3-7 : Nature des sols gonflants en fonction de l'indice de gonflement Cs 47
Tableau 4-1 : Teneur en eau naturelle 49
Tableau 4-2 : Récapitulatif des valeurs de la limite d'Atterberg de l'argile d'Issaba 50
Tableau 4-3 : Récapitulatif des valeurs de la limite d'Atterberg de l'argile d'Ahoyèyè 52
Tableau 4-4 : Poids volumique des grains solides 52
Tableau 4-5 : Teneur en matière organique 55
Tableau 4-6 : Récapitulatif des valeurs d'essai de cisaillement de l'argile d'Issaba 57
Tableau 4-7 : Récapitulatif des valeurs d'essai de cisaillement de l'argile d'Ahoyèyè 59
Tableau 4-8 : Récapitulatif des valeurs d'essai oedométrique de l'argile d'Issaba 60
Tableau 4-9 : Valeurs du coefficient de consolidation de l'argile d'Issaba 61
Tableau 4-10 : Récapitulatif des valeurs d'essai oedométrique de l'argile d'Ahoyèyè 62
Tableau 4-11 : Valeurs du coefficient de consolidation de l'argile d'Ahoyèyè 63
Tableau 4-12 : Valeurs de la pression de gonflement 63
Tableau 4-13 : Valeurs de l'amplitude et de la pression de gonflement 63
Tableau 5-1 : Donnée de simulation via Geofond : site d'Issaba 69
Tableau 5-2 : Donnée de simulation via Geofond : site d'Ahoyèyè 70
Tableau 5-3 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k. 95
Tableau 5-4 : Paramètres caractérisant l'argile gonflant utilisée pour le modèle Mohr-coulomb non drainé 98
Tableau 5-5 : Paramètres caractérisant l'argile gonflant utilisée pour le modèle Hardening Soil Model non drainé 99
Tableau 5-6 : Caractéristique de la semelle isolée 100
Tableau 5-7 : Récapitulatif des résultats de simulation d'une semelle isolée 0,8 x 1,2 m² à 2 m de profondeur par Géofond 114
Tableau 5-8 : Récapitulatif des résultats de simulation d'une semelle isolée 0,8 x 1,2 m² à 2 m de profondeur par Plaxis 114

Liste des photos

Photo 2-1 : Fissuration du mur du bureau de l'arrondissement de Ahoyèyè 25
Photo 2-2 : Fissuration du module de salle de l'EPP d'Akpaman (Ahoyèyè) 25
Photo 2-3 : Fissuration de la cour de l'EPP Issaba/Aba 26
Photo 2-4 : Fissuration de la salle de cour de l'EPP Issaba/Aba 26
Photo 2-5 : Fissuration du mur de l'EPP Igan 26
Photo 2-6 : Détachement du mur de l'EPP Igana 26
Photo 2-7 : La cour de l'EPP Issaba/Aba après les premières pluies (Gonflement du sol) 27
Photo 2-8 : L'arrière-cour de l'EPP Issaba/Aba après les premières pluies (Gonflement du sol) 27
Photo 2-9 : Affaissement de la forme dallage du bureau de l'arrondissement de Ahoyèyè 27
Photo 2-10 : Effondrement de l'arrière-cour de l'EPP Issaba/Aba 27
Photo 2-11 : Soulèvement de la fondation du CEG Issaba/Aba 28
Photo 2-12 : Soulèvement de la fondation du CEG Issaba/Aba 28
Photo 2-13 : Règles constructives simples pour limiter les désordres 29
Photo 3-1 : Echantillon intact prélevé 38
Photo 3-2 : Puit pédologique 38

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Le niveau de développement d'un pays se mesure à travers l'importance et la diversité des infrastructures qui sont implantées sur l'étendue du territoire. Le Bénin, à l'instar d'autres pays possède une superficie importante (1126 km²) d'argile gonflante sur laquelle apparaissent des pathologies précoces sur les ouvrages construits ; parfois même avant l'achèvement des travaux. Cette apparition précoce des pathologies est due au pouvoir de gonflement de ces sols. Certains sols argileux subissent des variations importantes de volume quand leur teneur en eau varie. Quand on humidifie un tel sol à partir d'un état initial sec et dense, son volume augmente et l'on parle de gonflement. De la même manière, lorsqu'on assèche le même sol à partir d'un état initial plus lâche et saturé, son volume diminue en formant des fentes de rétrécissement et l'on parle de retrait. Ces deux mécanismes que sont le gonflement et le retrait sont liés à la nature minéralogique des argiles ; à leur état initial et à leur taux d'humidité. Les sols qui subissent ces deux mécanismes sont généralement désignés par « sols gonflants ou vertisols ».

Les vertisols sont fréquemment rencontrés dans plusieurs régions du monde (USA, Australie, Angleterre, Afrique du Sud, Amérique du Sud, France, Maghreb, Éthiopie, Madagascar, Israël, etc.), ces sols représentent environ 2,5% de la surface des terres émergées [1], en Afrique ces sols représentent 10% des sols [2], au Bénin ils représentent 2% [3], où ils posent une réelle problématique justifiée par le nombre important des travaux et publications qui y sont consacrés depuis longtemps. L'analyse des résultats obtenus en 1978 par la Fondation Nationale de Science, Chen cité a noté que 10% de la population mondiale, risque d'être affectée par les dommages associés aux sols gonflants, et qu'aucun état n'est à l'abri des conséquences et des préjudices susceptibles d'en résulter. Aux U.S.A, le coût des pertes annuelles occasionnés par le gonflement a été évalué à 2.3 milliards de dollars en 1973, de 7 à 9 milliards de dollars en 1986. En France le montant a été estimé à 2.3 milliards de dollars entre 1989 et 1992 [4]. En Angleterre 3 milliards de dollars par an [5], en chine 15 milliards de dollars par an [6]. Ce sont des chiffres massifs causés par les sols expansifs qui se trouvent partout autour du monde, en particulier dans les régions arides et semi-arides, en plus de 240 millions

d'hectares [7] soit 80 millions hectares en Australie, 73 millions hectares en Inde, 50 millions hectares en Soudan, 12.8 millions hectares au États-Unis et d'autres pays comme l'Égypte, le Ghana, l'Éthiopie, le Tchad, Cuba, Taiwan [8], l'Algérie [9], Syrie [10].

Ainsi, en République du Bénin ces sols se trouvent généralement dans la région de la Lama au sud du pays, où de nombreuses fissures dues au gonflement et au retrait sont observées dans les ouvrages (bâtiments, routes, etc.). Face à cette situation, et à l'instar des chercheurs d'autres pays, des recherches ont été initiées sur le phénomène (ADJATI 1986, ADANDE-KINTI 1998, ZODAN E. 2011, KPONVI F. 2011, MILOHIN G. 2012, TANKPINOU Y. 2017, AGBELELE J. 2018, etc.) dans le but d´étudier et de définir des moyens de prévention pour avoir des ouvrages durables, les possibilités de traitement de ces sols, etc.

En effet, l´interaction entre les fondations et les sols gonflants dans la région de la Lama est peu abordée et n´est pas totalement clarifiée et maîtrisée jusqu'à ce jour. C'est la raison pour laquelle nous nous sommes intéressés à cette étude qui porte sur l' « Etude exploratoire du comportement des fondations superficielles sur sols gonflants : cas d'Issaba**».**

CHAPITRE 1 :

Argile et sols gonflants

Chapitre 1 : Argile et sols gonflants

1.1 Les argiles

1.1.1 Généralités

Le terme argile est assez imprécis et il en existe plusieurs définitions. Il désigne selon les cas, un ensemble d'espèces minérales, une famille de roches, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique. Les minéraux argileux, les sols et roches contenant une assez grande quantité de particules argileuses sont donc appelés « argile » [11]. L'argile se forme le plus souvent par altération chimique des roches qui affleurent à la surface de l'écorce terrestre sous l'action des eaux. Le domaine privilégié de l'argile se trouve donc dans les zones superficielles, où elle est associée à des dépôts sédimentaires, provenant des roches magmatiques, métamorphiques ou sédimentaires rencontrées dans le substratum régional. Les argiles ont trois origines possibles (Millot 1964) [12] :

- l'héritage, c'est l'apport de minéraux formés ailleurs sur le continent et transportés soit par l'eau, soit par le vent. Au cours du transport, les argiles déjà formées ne subissent que de faibles modifications de structure et de composition. En général, elles arrivent ensuite dans la mer ou dans les bassins lacustres ;
- la transformation, les minéraux argileux conservent certains caractères structuraux des matériaux originels, mais ils subissent au cours du transport des transformations qui peuvent être importantes et qui les font passer d'un type minéralogique à un autre par élimination de certains cations ou par fixation d'ions ;
- la néogènese, les minéraux argileux sont dans ce cas formés par précipitation d'ions en solution (Si^{4+}, Al^{3+} et K^{+}) susceptibles de réagir entre eux quand ils sont mis en contact par diffusion ou mélange. Les composés ainsi formés sont stables dans les conditions physicochimiques du milieu où ils ont pris naissance.

1.1.2 Aspects microstructuraux des argiles

1.1.2.1 Structure minéralogique des argiles

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des phyllosilicates. Ils sont issus de la dégradation lente de

minéraux préexistants. Les conditions dans lesquelles a eu lieu la dégradation, ainsi que son état d'avancement peuvent expliquer la grande diversité des argiles.

La cellule de base des minéraux argileux est appelée cristallite. Elle est constituée d'un feuillet et d'un interfeuillet appelé aussi espace interfoliaire ou interstice. Une particule d'argile résulte de l'empilement face-à-face de quelques cristallites élémentaires.

La phase solide des argiles est structurée suivant une organisation spatiale particulière : **le feuillet**, **la particule** et **l'agrégat**.

- Le feuillet

Il est défini comme une superposition de plans ioniques organisés suivant deux types de couches :

- Les couches tétraédriques de formule générale SiO_4
- Les couches octaédriques de formule générale $Al_2(OH)_6$ ou $Mg_3(OH)_6$ qui représente l'élément de base constitutif d'une argile.

Le feuillet formé par la liaison d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique est dit de type 1:1 tandis que le feuillet formé par l'intercalage d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques est de type 2:1

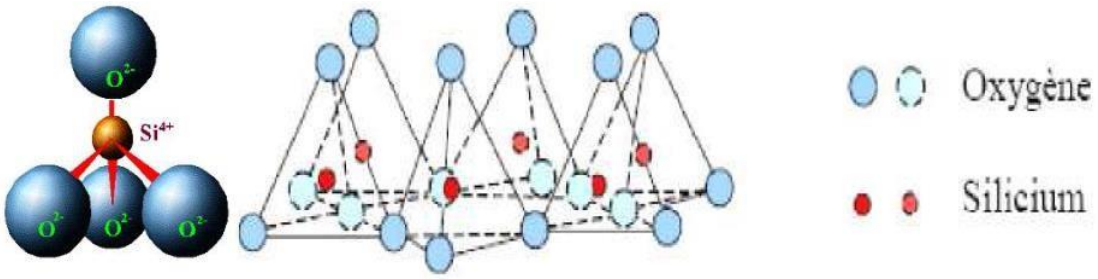


Figure 1-1 : *Couches tétraédriques de slice [13]*

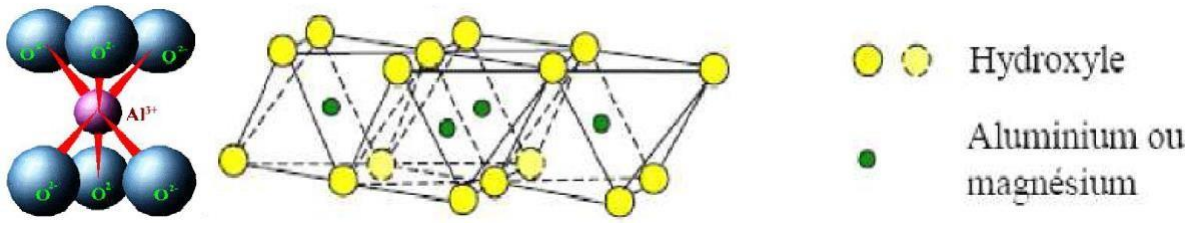


Figure 1-2 : *Couches octaédriques centré sur l'aluminium [13]*

- La particule

Egalement appelée cristallite ou tactoïde, la particule est un empilement de feuillets argileux suivant différentes configurations. La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule, sont variables suivant le type d'argile considéré et sont également fonctions de son état hydrique.

Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosités : la porosité interlamellaire (ou interfoliaire ou intraparticulaire) définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire (ou lenticulaire) définie entre deux surfaces externes de deux particules.

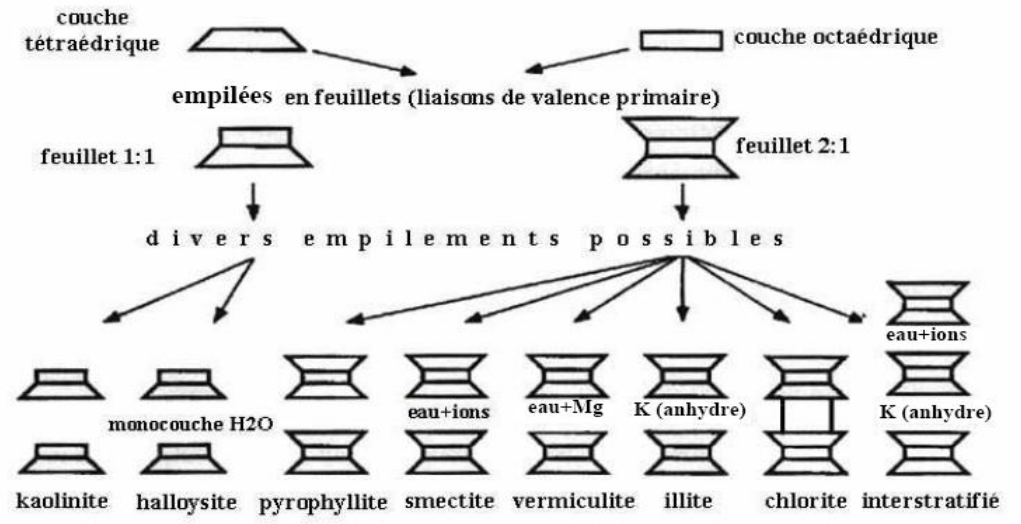


***Figure 1-3** : Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux TO (1:1) et TOT (2:1) [14]*

- L'agrégat

L'agrégat ou grain est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. Trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués :

- l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse,
- la microstructure qui correspond aux agrégats formés
- et la macrostructure qui correspond à l'assemblage des agrégats.

Une représentation de cette structure est donnée à la figure ci-dessous. L'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles gonflantes doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux.

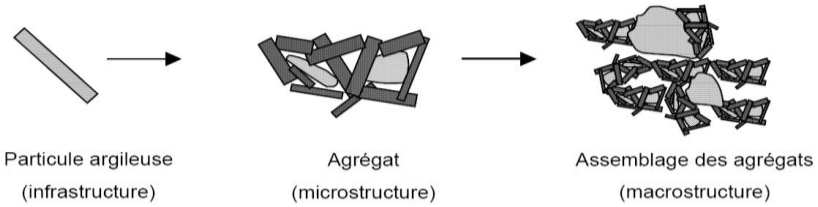


Figure 1-4 : *Différents niveaux structuraux des sols gonflants [13]*

1.1.2.2 Interaction physico-chimique entre l'eau et l'argile

Au sein d'une même couche ou entre deux couches successives d'un même feuillet, les liaisons interatomiques sont des liaisons de valence primaire très fortes. Entre deux feuillets successifs, ces liaisons sont en général 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes en raison des cations adsorbés. En effet, différents mécanismes d'interactions vont pouvoir s'établir entre les feuillets chargés négativement et l'eau dans l'espace interfoliaire. Ces mécanismes sont les suivants :

- Liaisons hydrogène entre les molécules d'eau et les oxygènes ou hydroxyles situés à la surface du feuillet.
- Les forces d'attraction de Van der Waals : du fait de la charge négative diffuse du feuillet, des liaisons électrostatiques du type van der Waals (attractives) peuvent s'établir entre l'eau et les sites où les charges négatives manifestent leur action attractive.
- Hydratation des cations échangeables : les cations présents dans l'espace interfoliaire deviennent des sites privilégiés sur lesquels viennent se fixer les molécules d'eau.
- Attraction par osmose : plus on se rapproche de la surface chargée négativement du feuillet, plus la concentration des cations augmente ; afin d'annihiler ce gradient de concentration, les molécules d'eau ont tendance à se diffuser vers la surface.

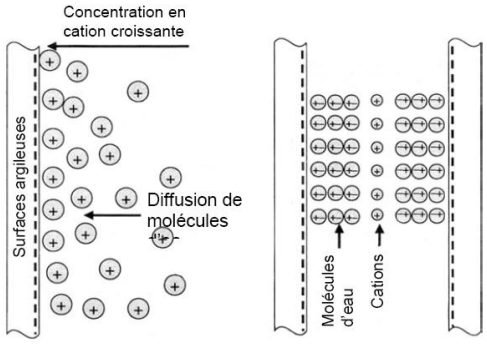


Figure 1-5 : *Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses : Attraction par osmose, Attraction par dipolaire [13]*

1.1.3 Les principaux types d'argile

La classification géotechnique des argiles est un sujet difficile à cerner vu la diversité de leurs propriétés. Néanmoins, trois grands groupes d'argiles sont souvent rencontrés en géotechnique : ***les kaolinites***, ***les illites*** et ***les smectites***. Ces argiles pures représentent des références pour la classification des différentes argiles qu'elles soient naturelles ou commerciales.

1.1.3.1 Les kaolinites

Les kaolinites sont des minéraux argileux de type 1:1 (TO), c'est un phyllosilicate : dioctaédrique qui est constitué d'un empilement régulier de feuillets composés d'une couche tétraédrique siliceuse en alternance avec une couche octaédrique alumineuse. La distance basale du feuillet élémentaire varie de 7 à 7,4 Å. Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O^- présents sur la surface supérieure et les H^+ de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, conférant avec les liaisons de Van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. Par conséquent, les kaolinites sont presque insensibles à l'eau. Cette liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre de feuillets par particule de kaolinite et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement $45 m^2/g$.

Les particules de kaolinite sont de grandes plaquettes rigides de forme hexagonale de quelques dizaines à une centaine de nanomètre d'épaisseur et de quelques centaines à un millier de nanomètres d'extension latérale (dimension latérale/épaisseur). Les feuillets sont empilés de manière ordonnée et sont en contact les uns avec les autres. Ainsi, la seule surface accessible à l'eau reste la surface externe à la particule. Théoriquement, l'eau interfoliaire n'a aucune existence dans ce type d'argile. Elle est l'exemple typique d'une argile non gonflante.

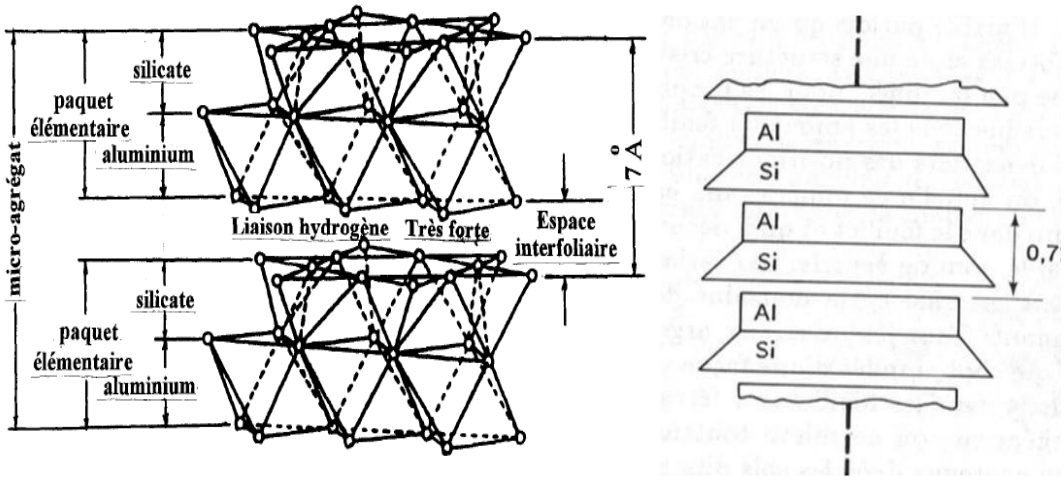


Figure 1-6 : *Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite [15]*

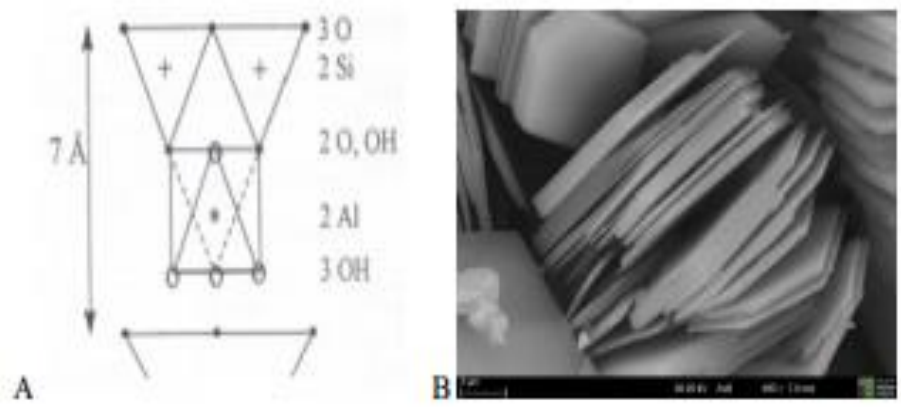


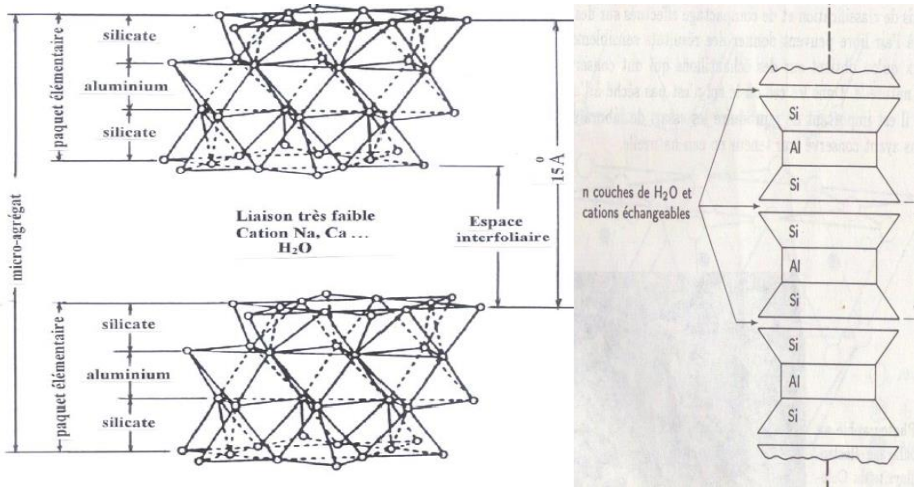
Figure 1-7 : *Structure A et morphologie B d'une kaolinite bien cristallisée [12]*

1.1.3.2 Les smectites ou montmorillonites

Les smectites sont des minéraux argileux de type 2 :1 (TOT), ce sont des phyllosilicates gonflants. L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9,6 A°. Ce désordre des feuillets et la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilitent leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par

adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. La capacité d'échange de ces argiles est comprise entre 80 et 150 méq/100g.

La montmorillonite, dont une représentation schématique est donnée à la Figure 9, est la smectite la plus connue et la plus étudiée. La distance interfoliaire varie de 14 à 17Å. Les minéraux smectiques diffèrent selon que les substitutions isomorphiques sont prédominantes dans les couches tétraédriques et/ou octaédriques ainsi que selon la composition chimique de leurs couches octaédriques, autrement dit suivant que le minéral est dioctaédrique ou trioctaédrique. Les smectites dioctaédriques sont les beidellites, les nontronites et les montmorillonites. Dans l'idéal, les beidellites et les nontronites ont un déficit de charge tétraédrique comme les saponites (Si^{4+} substitué par Al^{3+}), alors que les montmorillonites ont un déficit de charge octaédrique (Al^{3+} substitué par Mg^{2+} essentiellement). En fait, les smectites dioctaédriques possèdent le plus souvent à la fois des déficits de charges tétraédriques et octaédriques et c'est cette tendance qui les classe parmi les montmorillonites ou les beidellites. Les smectites trioctaédriques correspondent aux saponites ou aux stévensites dont la couche octaédrique contient essentiellement Mg^{2+}.



.

Figure 1-8 : *Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite [15, p. 243]*

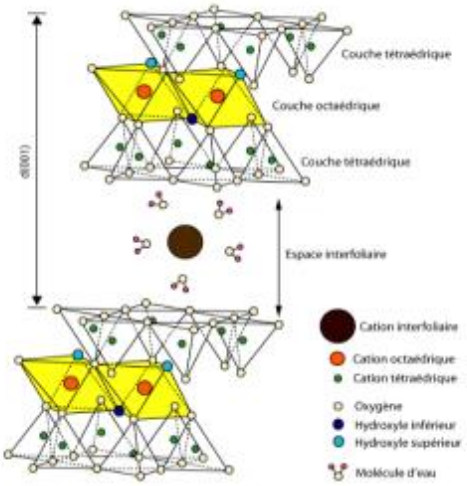


Figure 1-9 : *Représentation schématique de la structure d'une montmorillonite [12]*

1.1.3.3 Les illites

Les illites sont des minéraux argileux de type 2 :1 (TOT) dioctaédriques, appartenant à la famille des phyllosilicates, à feuillets d'équidistance fixe de 10 A°. Elles ont la même composition que la montmorillonite, mais une liaison forte entre feuillets est permise par la présence de cations potassium K^+. Ce caractère leur confère un potentiel de gonflement moindre que celui des smectites et la constitution de particules de tailles importantes. Les particules sont généralement composées d'un empilement de 5 à 20 feuillets, avec une épaisseur de moins d'une dizaine de nanomètres et une centaine de nanomètres pour l'extension latérale. Le pouvoir de fixation des cations de l'illite est compris entre 10 et 40 méq/100g.

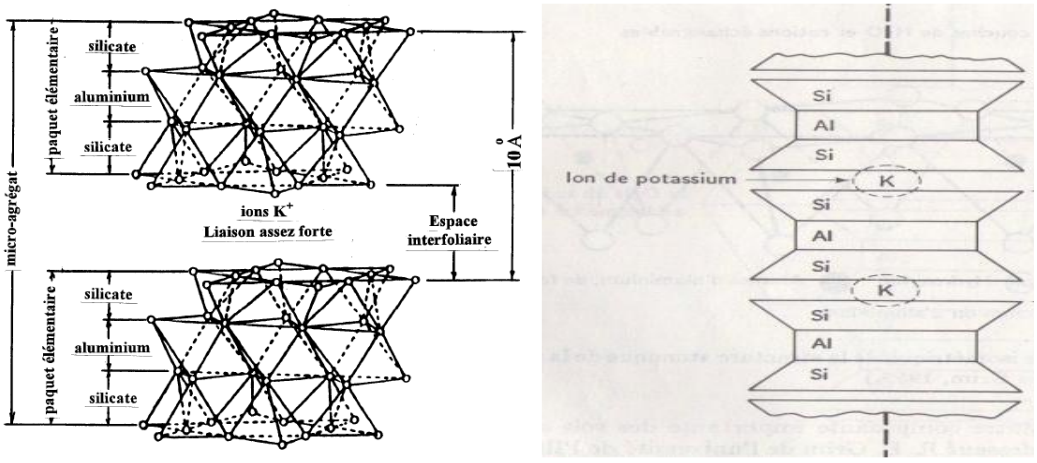
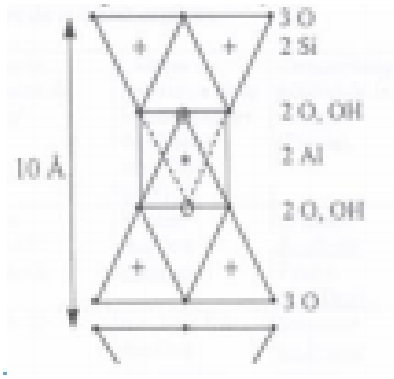
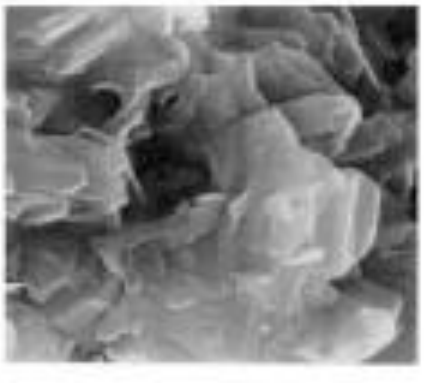


Figure 1-10 : *: Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite [15]*



A



B

Figure 1-11 : *Structure (A) et morphologie B de l'illite [12]*

Le **Tableau 1-1** résume les différentes caractéristiques de chaque argile citée ci-dessus. Dans le cas de l'illite et de la smectite, la structure du feuillet est la même et pourtant les Capacité d'Echange Cationique (CEC) sont très différentes. La différence provient du mode de formation des argiles. Dans le cas de l'illite, les cations intégrés à l'intérieur de la structure sont différents de ceux d'une smectite : le déficit de charge n'est pas le même et les CEC sont donc différentes.

Tableau 1-1 : Caractéristiques microscopiques des principales argiles [13]

Argile	**Kaolinite**	**Illite**	**Smectite**
Type de Feuillet	1 :1	2 :1	2 :1
Epaisseur de feuillet (A°)	7	10	9.6
Nombre de feuillets par particule	10-150	5-20	1-10(montmorillonite sodique) 10-40(montmorillonite calcique)
CEC (méq/100g)	5-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m^2/g)	10-45	80-100	700-900
Matériau interfoliaire	-	K^+	H_2O, Na^+, Ca^{2+}
Comportement dans l'eau	Non-gonflant	Peu gonflant	Gonflant

1.1.3.4 Autres minéraux argileux

Les argiles les plus fréquentes dans les sols naturels sont les illites, les kaolinites, les interstratifiés et les smectites de type montmorillonite. Hormis ces grandes familles d'argiles, il existe d'autres minéraux argileux tels que :

- Les interstratifiés

Les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des interstratifiés.

- Le chlorite

Parfois désigné 2:2 ou 2:1-1, le chlorite peut comporter quelques substitutions isomorphes et dans certains cas, perdre une couche de brucite (Cation Mg^{2+}) ou de gibbsite (cation Al^{2+}). Il peut être gonflant mais pas aussi actif que la montmorillonite.

- la vermiculite

C'est un minéral de type 2.1 semblable à la montmorillonite mais qui ne comporte que deux espaces d'eau entre les couches.

- L'attapulgite

Minéral argileux qui n'a pas une structure en feuillets ; elle est constituée d'une chaîne de silicates et par conséquent, elle a la forme d'une aiguille ou d'une tige.

- L'allophane

C'est un silicate d'aluminium, cependant on la classe souvent comme minéral argileux. Elle est cependant amorphe, c'est-à-dire qu'elle n'a pas de structure cristalline régulière. [14].

Les argiles d'utilisation industrielle sont en grande partie à base de montmorillonites de gisement. Lorsque la teneur en montmorillonite dépasse 65% ces argiles sont appelées des bentonites caractérisées par une capacité de gonflement très importante.

1.2 Les sols gonflants

1.2.1 Généralités

Les sols gonflants (les smectites le plus souvent) sont des sols à structure instable dont la composition et la structure font que leurs déformations dépendent non seulement de la charge qui leur est appliquée mais aussi des variations de leur état physique sous

l'influence des variations de leur teneur en eau. Dans ces sols, en plus du gonflement du sol et du soulèvement des fondations, on peut aussi observer des tassements localisés, dus à la détérioration des propriétés physiques et mécaniques et de la résistance structurelle de ces sols lors de leur humidification.

Le gonflement et l'affaissement sont deux modes de déformation opposés des sols gonflants provoqués par leur humidification. Lors du gonflement, le volume du massif de sol augmente en produisant le plus souvent des déformations non uniformes du sol gonflant. L'affaissement localisé du sol quant à lui est produit non seulement par la dégradation des caractéristiques mécaniques du sol (cohésion, angle de frottement interne et module de déformation), mais aussi par son séchage qui provoque la diminution du volume du sol humidifié.

1.2.2 Mécanismes de gonflement et de retrait des sols argileux

Lorsque l'on effectue l'analyse minéralogique de certaines argiles pour lesquelles les liaisons interfeuillets sont très faibles ; les études révèlent que ces argiles ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins. L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire. Le processus de gonflement utilise de façon combinée ou séparée les phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. L'eau présente dans ses pores ont encore la possibilité de s'évaporer et une diminution de volume du sol s'observe : c'est le retrait.

1.2.2.1 Gonflement au sens physico-chimique

Le phénomène de gonflement relève de deux causes :

- L'hydratation des espaces interfoliaires entrainant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : gonflement cristallin ;
- La répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : gonflement osmotique. [13]

Une autre approche plus fréquemment utilisée permet également d'expliquer le gonflement de manière plus pratique : c'est le concept de pression osmotique. Dans cette

approche, du fait des différences de concentration au sein de la double couche diffuse ; des pressions osmotiques sont développées à chaque fois que les doubles couches de deux particules se chevauchent. La surface argileuse chargée négativement, jouerait alors un rôle comparable à celui d'une membrane semi-perméable séparant deux solutions de concentration en sel différente. [13]

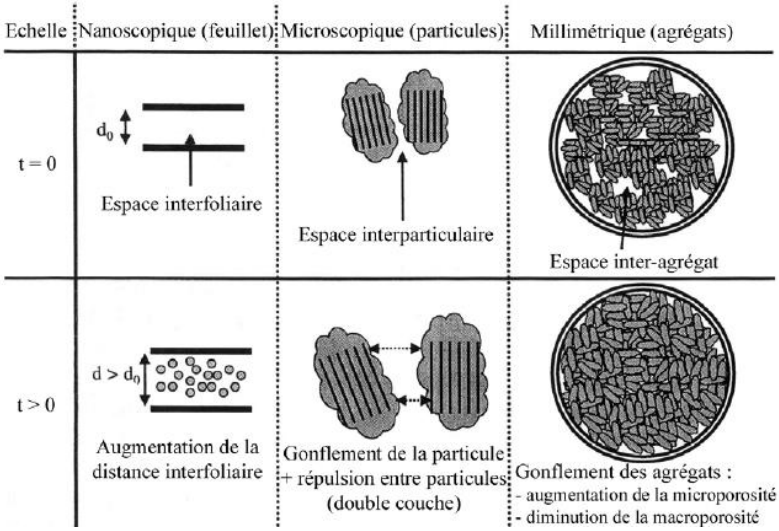


Figure 1-12 : *Les différentes origines du gonflement [13]*

1.2.2.2 Gonflement au sens mécanique

Le phénomène de gonflement de même que de tassement peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. En effet, considérons un élément de sol saturé à l'équilibre.

Si une contrainte extérieure σ_e est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte σ_e est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial t=0, on a : $u_w = \sigma_e$, $\sigma' = 0$.

Avec u_w désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et σ' contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide.

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau

sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes : $u_w = 0$, $\sigma' = \sigma_e$.

Si la contrainte σ_e est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse et immédiatement : $u_w = -\sigma_e$, $\sigma' = \sigma_e$. La pression interstitielle devient négative et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer exprimant l'adsorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide jusqu'à l'état final : $u_w = 0$, $\sigma' = 0$.

Il est donc 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 ($-u_w$) jusqu'à son annulation. [13]

1.2.2.3 Le retrait de l'argile

Le retrait consiste en une diminution du volume du sol due à l'évaporation de l'eau présente dans ses pores. L'assèchement progressif du sol provoque des tensions capillaires et la formation de ménisques autour des particules du sol. Les tensions capillaires sont à l'origine de contraintes de cisaillement. Plus l'eau s'évapore, plus les tensions capillaires augmentent et plus, les rayons des pores diminuent. Parallèlement, la résistance à la traction du sol augmente. Quand cette résistance atteint les contraintes engendrées par les tensions capillaires, le retrait s'arrête, le volume du sol ne diminue plus.

1.2.2.4 Retrait - Gonflement des argiles

Le retrait-gonflement de certains sols contenant des minéraux argileux gonflants, est consécutif à une fluctuation de leur teneur en eau induisant des variations de volume et des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude. Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants au sein des ouvrages au cours des périodes de sécheresse prolongée. En saison pluvieuse, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité. La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui

se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures.

La microstructure du feuillet argileux et la nature du fluide interstitiel sont deux éléments déterminants dans la caractérisation du comportement d'une argile. Ainsi, les caractéristiques physico-chimiques telles que le type de feuillet argileux, la capacité d'échange cationique, la surface spécifique, la nature et la concentration en cations sont des paramètres essentiels pour la compréhension des mécanismes microstructuraux qui gouvernent le comportement macroscopique d'une argile et par conséquent son effet sur les constructions.

1.2.3 Localisation des sols gonflants au Bénin

Les sols gonflants se rencontrent dans les régions semi-arides situées dans les zones tropicales ainsi que dans les régions tempérées où les précipitations sont plus faibles pendant toute ou une grande partie de l'année par rapport à l'évaporation.

Au Bénin, ces sols se rencontrent dans la dépression de la Lama où affleurent des argiles marneuses ou calcaires traversant d'est en ouest le bassin sédimentaire (sud du pays). La dépression de la Lama (Lama signifie boue en portugais) encore appelée dépression médiane est formée par une bande orientée W.SW-ENE dont la largeur est de 25 km. Elle couvre une aire qui s'étend de l'Est (Pobè, Adja-Ouèrè, Issaba, Onigbolo) à l'Ouest (Allada, Toffo, Ouèdèmè) du Bénin et est estimée à plus de 3000 km^2 [16].

On retrouve également les sols gonflants sur certaines alluvions argileuses des fleuves Mono, Ouémé et Niger et dans le centre du pays où ils se localisent sur des secteurs bien circonscrits : le secteur des gabbros de Mbétékourou, à l'est de Dassa-Zoumè, sur des diorites, à l'est de Setto et au sud de Logozohè sur des embréchites et basiques divers. Aussi, on dénombre des poches d'argiles et de tourbe autour du lac Nokoué, de la rivière Djonou à Godomey, et de la lagune de Porto-Novo.

Dans ces régions, les dégâts sont multiples pendant et après la pluie : soulèvement des voies, boursouflement des chaussées, rupture des canalisations, fissuration des murs, basculement des édifices, glissement des terrains et des fondations. Les bâtiments

conçus sans précautions sur des sols gonflants sont quasi-détruites après quelques saisons, par l'action conjuguée d'une part du retrait-fissuration qui favorise la pénétration de l'eau et par conséquent le gonflement en profondeur, puis d'autre part, des lézards qui suivent la saison des pluies lorsque l'argile gorgée d'eau ne présente plus aucune résistance à la charge verticale.

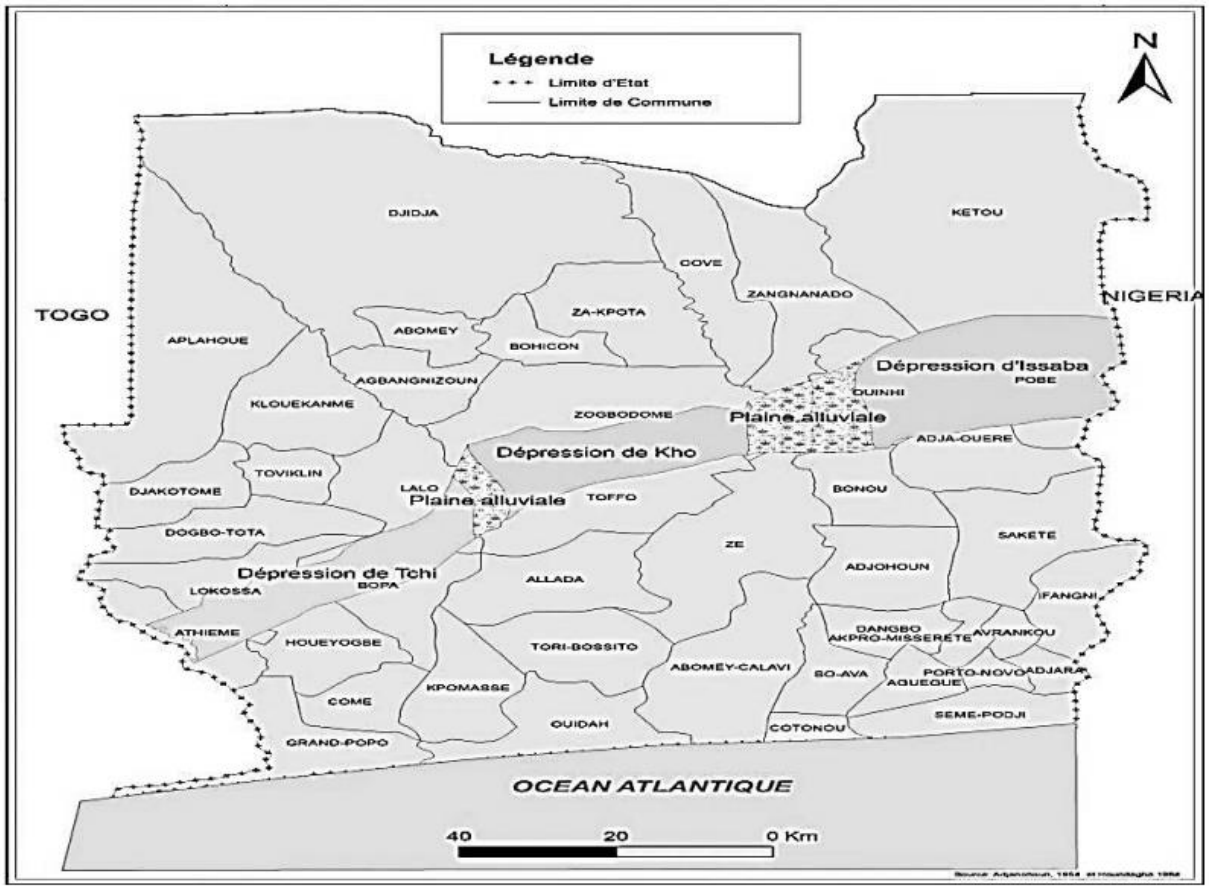


***Figure 1-13** : Situation géographique de la dépression de la Lama au sud du Bénin* [17]

CHAPITRE 2 :

Pathologie des constructions dans les zones de sols gonflants

CHAPITRE 2 : Pathologie des constructions dans les zones de sols gonflants

Introduction

Les désastres imputés par les phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux aux constructions étant très coûteux pour les collectivités, il est important de mieux comprendre les mécanismes de déclenchement de ce phénomène naturel et les causes structurales des pathologies des bâtiments afin de les éluder. Lors des études des projets de bâtiments, routes etc, une attention particulière est portée à l'aspect structural et aux propriétés des terrains qui déterminent leur réponse aux charges appliquées. Mais il existe des classes particulières de sols dont la composition et la structure font que leurs déformations dépendent non seulement de la charge qui leur est appliquée mais aussi des variations de leur état physique sous l'influence des variations de leur teneur en eau. Les sols gonflants sont des exemples de ce type de sol à structure instable. D'une part leur structure est susceptible d'adsorber de l'eau et de se gonfler ce qui induit le soulèvement des fondations et d'autre part le retrait de l'eau est responsable des tassements. De plus la résistance structurelle de ces sols change au cours de leur humidification et l'on observe des tassements localisés, dus à la détérioration des propriétés physiques et mécaniques.

2.1 Phénomène de retrait-gonflement

Pour beaucoup d'auteurs dont Hossein Nowamooz (2007), le retrait-gonflement est le mouvement de terrains différentiels de petite amplitude, provoqué par des variations de volume de certains sols lorsque leur teneur en eau varie. Ce phénomène s'observe sur divers types de sols mais est plus remarquable sur certaines argiles dites « gonflantes ». En effet les sables et les limons sableux présentent également des cycles de retrait et de gonflement suivant la variation de leur teneur en eau, mais d'une faible amplitude. Les argiles sont souvent proches de leur état de saturation pendant les saisons humides, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité. Cependant, elles sont souvent éloignées de leur limite de retrait pendant la période sèche, ce qui engendre des mouvements plus importants en ces périodes.

Selon ESP UNA USAN Gérard (2010), l'amplitude de ce tassement est d'autant plus importante que la couche de sol argileux concernée est épaisse et qu'elle est riche en minéraux gonflants. De plus, la présence de drains et surtout d'arbres accentue l'ampleur du phénomène en augmentant l'épaisseur de sol asséché. Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtiments au cours des périodes de sécheresse prolongée. Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se réhumidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement par consolidation, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité. Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement selon Zerhouni et al (2002) à trois phénomènes principaux :

- l'effet « mécanique », dans lequel la modification de l'état de contraintes extérieures conduit lorsque le nouvel équilibre s'établit suite à une déformation du sol ;
- l'effet « hydrique », produit par un changement des conditions hydriques du sol et conduisant à une modification des pressions interstitielles qui y règnent et
- l'effet « physico-chimique », fortement lié aux phénomènes d'hydratation des particules élémentaires constituant l'argile. Ces trois phénomènes intrinsèques aux argiles ne peuvent être mieux appréhendés sans un feed-back sur la genèse de celles-ci.

2.2 Tassement des sols

2.2.1 Tassement général

Le **tassement du sol** est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations. Il se distingue de la compaction du sol (appelée aussi tassement du sol) qui peut apparaître à l'occasion de phénomènes naturels (pluies intenses en sols battants), ou être d'origine anthropique (sur piétinement, passages d'engins lourds).

Les tassements peuvent être uniformes ou différentiels d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés

mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Le tassement, est une composante verticale du déplacement de la surface d'un massif de sol sous l'effet des charges qui lui sont appliquées et est habituellement noté s. Le calcul du tassement se fait pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service.

Le tassement total s'est souvent décomposé en plusieurs termes, liés chacun à un phénomène différent : $s = s_i + s_c + s_\alpha + s_{lat}$

avec s_i le tassement initial instantané, sans expulsion d'eau

s_c le tassement de consolidation (sans déformation latérale)

s_α le tassement résultant de la compression secondaire (sans déformation latérale)

s_{lat} le tassement lié au déplacement latéral du sol au cours du temps.

Cette décomposition a un caractère arbitraire, dans la mesure où elle sépare les effets des déplacements latéraux sur les composantes verticales de la déformation. Néanmoins, elle est régulièrement utilisée en pratique, parce qu'elle fait apparaître le terme s_c que l'on sait calculer et qui constitue la majeure partie du tassement, en général et qui inclut une partie du tassement secondaire. Dans certains sols très organiques, comme les tourbes, le terme de compression secondaire ne peut plus être négligé.

Quel que soit leur mode de calcul, les tassements des sols sous les ouvrages sont l'un des objets des vérifications des projets d'ouvrages géotechniques. Les valeurs calculées sont comparées à des seuils limites communément admis.

2.2.2 Tassement différentiel

Vis-à-vis des structures que porte le sol, l'amplitude absolue des tassements n'a en général qu'une importance secondaire : les efforts induits par les tassements dans les bâtiments et les structures des ouvrages de génie civil dépendent de la différence des tassements entre les points de la structure. Cette différence entre les tassements de deux points A et B est appelée tassement différentiel :

$$s_{AB} = s_A - s_B$$

D'autres paramètres caractéristiques des tassements différentiels des structures sont aussi utilisés pour déterminer les déformations admissibles en fonction du type des constructions et ouvrages : distorsion angulaire ω, déflexion relative Δ, indice de courbure IΔ

2.2.3 Origine du tassement

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines :

- origine liée au chargement :

- inégalité de l'intensité des charges d'un appui à l'autre ;
- répartition non uniforme des charges sous un appui ;
- aires des surfaces chargées différentes d'un appui à l'autre.

- origine liée aux appuis :

- géométrie des appuis (dimensions, profondeur) ;
- rigidité des appuis.

- origine liée au site :

- variations des caractéristiques géométriques des couches (épaisseur, notamment) ;
- variations ou hétérogénéité des propriétés des sols.

La part des tassements différentiels qui n'est pas due à l'hétérogénéité des sols peut être calculée en utilisant les méthodes décrites précédemment. L'influence de l'hétérogénéité des sols est, en général, estimée en pourcentage (par exemple 50 %) du tassement moyen calculé.

2.3 Comportement des bâtiments lors du gonflement du sol

L'interaction des fondations et des massifs de sols argileux qui se déforment et gonflent en cas d'humidification rend indispensable la prise en compte des déformations communes des sols et des fondations, avec une surface de contact de forme courbe. Le problème est compliqué par le fait que la prévision des positions possibles des sources

d'humidification est très difficile car, dans la plupart des cas, elles ont un caractère aléatoire.

L'étude des causes de rupture de bâtiments et ouvrages sur sols gonflants que nous avons effectuée a montré que, dans la majorité des cas, deux principaux types de déformations des sols de fondation argileux sont rencontrés :

- le gonflement du sol aux extrémités des fondations, du fait de l'humidification périphérique du sol par les eaux de pluie ;
- le gonflement du sol au centre des fondations ou à proximité directe, du fait de fuites d'eau dans des canalisations.

2.4 Conséquences de l'humidification du sol de fondation et comportement des bâtiments et ouvrages d'art lors du gonflement du sol

Lors de l'humidification du massif de sol, la disparition des liaisons structurelles et la formation d'enveloppes diffuses de molécules d'eau autour des particules élémentaires du sol provoquent un gonflement dont l'amplitude peut être importante. L'humidification peut être provoquée par des précipitations atmosphériques ou par des fuites d'eaux canalisées. Lorsque le régime des pluies est régulier, et lorsque le sol possède une couverture herbeuse durable, le sol est humidifié jusqu'à une profondeur limitée, ce qui ne présente pas de danger particulier pour les constructions. Mais si l'on enlève la couverture végétale lors de la construction de nouveaux ouvrages ou de travaux d'aménagement, ce qui se produit très souvent, le schéma d'écoulement des eaux est modifié et l'eau peut pénétrer plus profondément dans le sol et atteindre des couches de sols qui n'avaient pas encore été humidifiées. Ce processus peut être renforcé par l'écoulement de l'eau des toits des maisons, des trottoirs et des chaussées, de sorte que, dans les zones de construction dense, la quantité d'eau pénétrant dans le sol à proximité des fondations est fortement augmentée.

2.5 ***Désordres observés sur les ouvrages***

L'humidité de la période pluviale fait que les argiles se gonflent, puis se rétractent et craquèlent en cas de pluviométrie déficitaire estivale. La variation de la teneur en eau de ces argiles dites gonflantes occasionne des dégâts sur les constructions aux fondations

peu profondes : fissurations en façade, distorsions des portes et des fenêtres, dislocations des dallages et des cloisons, etc. L'importance des dégâts observés sur les constructions légères et infrastructures routières est considérable au point de pousser à leur abandon par les riverains. Les photos suivantes nous font un état des lieux des nombreuses conséquences du phénomène de retrait-gonflement dans la zone d'étude (Ahoyèyè, Issaba, Pobe, Iganan).

a) Fissuration

Les deux formes principales de fissuration sont des déformations de flexion et de cisaillement. Les fissures de cisaillement vont se rencontrer sur les structures type portique, les fissures de flexion sur les murs insuffisamment rigides au sommet ou à la base (fissure en queue de billard).

En général, s'il s'agit de sols gonflants, le mouvement est alternatif avec une évolution progressive générale. Ces mouvements sont très néfastes pour les constructions ; elles produisent à long terme une extension du réseau des fissures, contribuant au démantèlement de la structure dont la rigidité et la capacité de résistance au tassement différentiel diminue au cours du temps. La dessiccation se traduit souvent par une ouverture au niveau de l'arase sanitaire.

Les photos 2-1, 2-2, 2-3 et 2-4 nous montrent quelques fissurations observées dans la zone d'étude.



Photo 2-1 : Fissuration du mur du bureau de l'arrondissement de Ahoyèyè



Photo 2-2 : Fissuration du module de salle de l'EPP d'Akpaman (Ahoyèyè)

	
Photo 2-3 : Fissuration de la cour de l'EPP Issaba/Aba	***Photo 2-4 :*** *Fissuration de la salle de cour de l'EPP* Issaba/Aba
	
Photo 2-5 : *Fissuration du mur de l'EPP Igan*	***Photo 2-6 :*** *Détachement du mur de l'EPP Igana*

Les salles de classe de EPP d'Akpaman ont été construites en 2019 mais force est de constater l'état dérisoire dans lequel elles ont été laissées par les fissures en 2020. Nous pouvons le constater sur la Photo 2-2 ci-dessus.

La photo 3 nous présente le craquèlement du sol de la cour de l'EPP Issaba /Aba et nous pouvons constater sur la Photo 2-4 la conséquence après construction.

NB : Il n'est pas possible pour le spécialiste de confondre les désordres dus aux phénomènes de retrait/gonflement avec ceux provenant de tassements de consolidation ou de mouvements de grande ampleur comme les glissements ou les fluages. Cependant, certaines fissures de structure (retrait thermique) peuvent se confondre avec des fissures de fondation ; de même sur les carrelages il est souvent difficile de visu, de distinguer les fissures inhérentes aux mouvements des fondations de celles propres à un défaut de pose (effet d'étau ou déformation de l'isolant).

b) Gonflement

Les Photo 2-7 et 2-8 nous montrent le gonflement du sol après son humidification.



Photo 2-7 : *La cour de l'EPP Issaba/Aba après les premières pluies (Gonflement du sol)*



Photo 2-8 : *L'arrière-cour de l'EPP Issaba/Aba après les premières pluies (Gonflement du sol)*

c) Affaissement et effondrement

L'affaissement est relativement lent et progressif tandis que l'effondrement est plus rapide. L'affaissement se traduit en surface par une variation presque instantanée de la topographie locale (cuvette d'affaissement) par contre l'effondrement peut être imprévisible mais est en grande partie la conséquence accidentelle du retrait de l'eau de l'argile. La Photo **2-9** nous présente l'affaissement (accompagné de formes) rencontré dans la zone d'étude. Sur la Photo **2-10** nous pouvons constater un effondrement de l'argile en saison sèche. Notons que tous les vides se ferment en saison pluvieuse.



Photo 2-9 : *Affaissement de la forme dallage du bureau de l'arrondissement de Ahoyèyè*



Photo 2-10 : *Effondrement de l'arrière-cour de l'EPP Issaba/Aba*

d) Soulèvement

Le soulèvement est le fait d'être soulevé, d'être porté vers le haut sous l'action d'une poussée. Les sols gonflants sont soumis à des changements de teneur en eau. L'alternance de saison sèche et pluvieuse change la densité et le volume des composants du terrain. Si la fondation semble se soulever, changer d'inclinaison (basculement), subir des déformations latérales ou verticales, la construction peut subir un soulèvement de fondation par gonflement. Les causes possibles sont :

- Une fondation établie à une profondeur insuffisante
- Un sol humide qui adhère à la semelle ou aux murs du sous-sol

Il faut déterminer la source et la cause de la déformation avec exactitude, car si aucune action n'est menée, les fondations peuvent être endommagées gravement ainsi que l'ensemble de votre maison

On peut observer le phénomène de soulèvement sur les Photo 2-11 et Photo 2-12 ; où du fait de la mauvaise qualité des travaux, l'eau pénètre dans le sol, l'humidifie et provoque des déformations de gonflement qui soulève les semelles.



Photo 2-11 : *Soulèvement de la fondation du CEG Issaba/Aba*



Photo 2-12 : *Soulèvement de la fondation du CEG Issaba/Aba*

2.6 Recommandations pratiques lors d'une construction sur sols gonflants

Lors de l'étude et de la construction de bâtiments ou d'ouvrages sur des sols gonflants, il faut prévoir l'évolution des déformations au cours du temps et définir les dispositions constructives qui permettent d'empêcher les conséquences défavorables des

déformations de gonflement et d'affaissement. Ces deux déformations provoquées, humidification et évaporation, sont deux modes de déformations opposés. Pour réduire les effets de ces tassements des mesures simples sont préconisées : le respect des normes de construction (voir schéma ci-dessous), des fondations profondes, la maîtrise des rejets d'eau dans le sol et le contrôle de la végétation arborescente autour de la construction.

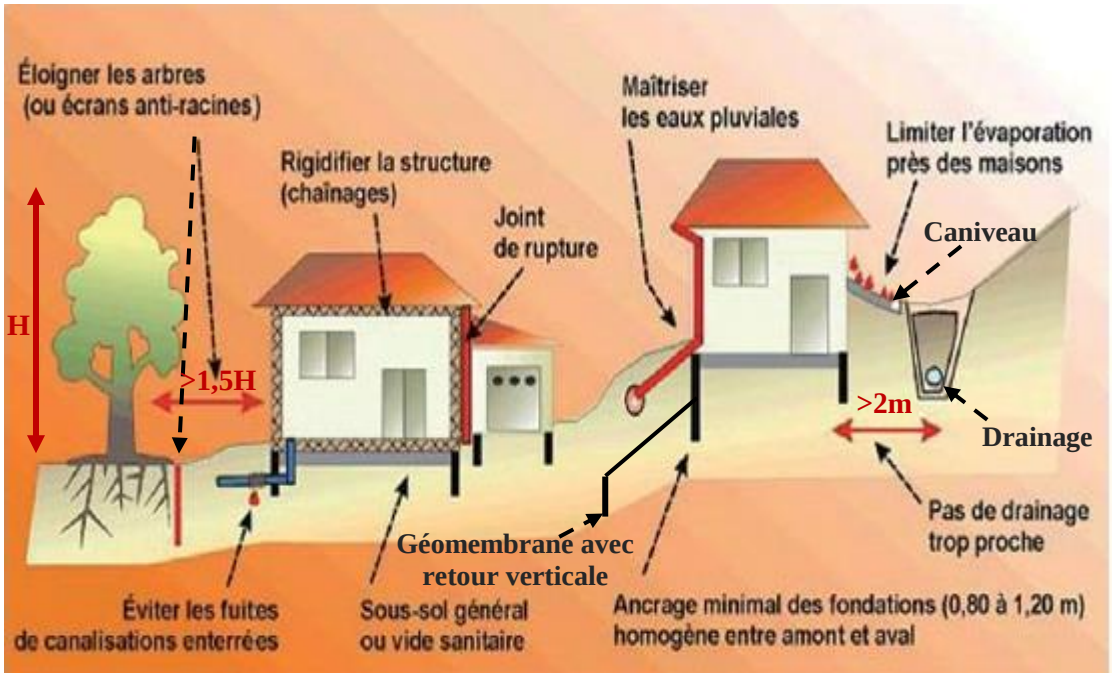


Photo 2-13 : *Règles constructives simples pour limiter les désordres*

La profondeur des fondations doit tenir compte de la capacité de retrait du sous-sol. Seule une étude géotechnique spécifique est en mesure de déterminer précisément cette capacité. À titre indicatif, on considère que cette profondeur d'ancrage (si les autres prescriptions – chaînage, trottoir périphérique, etc. - sont mises en œuvre), doit atteindre au minimum 0,80 m en zone d'aléa faible à moyen et 1,20 m en zone d'aléa fort. Une prédisposition marquée du site peut cependant nécessiter de rechercher un niveau d'assise sensiblement plus profond.

Un radier généralisé, conçu et réalisé dans les règles de l'art (attention à descendre suffisamment la bêche périmétrique), peut constituer une bonne alternative à un approfondissement des fondations.

Les fondations doivent être ancrées de manière homogène sur tout le pourtour du bâtiment (ceci vaut notamment pour les terrains en pente (où l'ancrage aval doit être au

moins aussi important que l'ancrage amont) ou à sous-sol hétérogène. En particulier, les sous-sols partiels qui induisent des hétérogénéités d'ancrage sont à éviter à tout prix. Sur des terrains en pente, cette nécessité d'homogénéité de l'ancrage peut conduire à la réalisation de redans.

Pour assurer la stabilité, la résistance et une exploitation satisfaisante des bâtiments et ouvrages construits sur des sols gonflants, il convient de respecter les dispositions principales suivantes.

a. protéger le sol de toute humidification ;
b. traverser les couches superficielles de sol gonflant pour appuyer les fondations sur les couches plus profondes de sols à structure stable ;
c. encastrer partiellement les fondations dans le sol gonflant mais en s'appuyant sur une couche de sol gonflant qui provoque un soulèvement admissible du bâtiment en cas d'humidification ;
d. effectuer une substitution totale ou complète du sol gonflant par un matériau à structure stable. La substitution peut se faire dans les conditions du point 3 ;
e. utiliser des fondations sur pieux de différents types, traversant ou non la couche de sol gonflant ;
f. mettre en œuvre des types de fondations spéciaux.

La protection des sols contre l'humidification est une mesure prophylactique. Lorsque l'on recourt à cette solution, il faut garder à l'esprit que le bâtiment pourra être exploité aussi longtemps que ces dispositions constructives sont efficaces. Si le sol est humidifié pour une raison ou une autre, l'exploitation du bâtiment deviendra impossible. Cette protection des sols contre l'humidification consiste à empêcher les eaux de pluie et les eaux usées de pénétrer dans le sol, à les transporter et à mettre en œuvre un système de contrôle de l'état des ouvrages de conduite d'eau. À cette fin, on doit organiser l'implantation optimale des bâtiments et ouvrages dans le territoire à aménager. La planification et l'implantation des constructions doit utiliser les voies d'écoulement naturel de l'eau que l'on doit évacuer en dehors de la zone par un réseau d'évacuation d'eau permanent. Les ouvrages tels que les réservoirs, les bassins de différents types,

les jardins décoratifs, etc., ainsi que les ouvrages abritant des procédés technologiques à base d'eau doivent être placés dans les zones basses. Il faut mettre en œuvre autour des constructions des revêtements imperméables à l'eau. Il est souhaitable de placer les plantations décoratives dans des bassins spéciaux et étanches pour pouvoir les arroser sans humidifier le sol gonflant à l'entour.

Une attention particulière doit être accordée à la disposition correcte et à l'étanchéité des canalisations et à leur contrôle. Les canalisations et autres systèmes de conduite d'eau doivent être placés dans des fourreaux et des canaux spéciaux qui doivent être contrôlés en permanence. En cas de besoin, il faut prévoir des moyens d'évacuation d'eau de secours.

Lors de la construction de bâtiments et ouvrages sur les sols gonflants, il est indispensable d'utiliser des structures peu sensibles aux déformations différentielles de gonflement et de tassement.

Les fondations sous les bâtiments à murs porteurs doivent être de type « semelle filante ». Il est déconseillé de construire des fondations isolées. Le type et la structure des fondations doivent être coordonnés avec la structure du bâtiment, afin de limiter au maximum les déplacements relatifs des différentes parties de la structure et de limiter les effets sur l'exploitation de la construction. Si les dimensions du bâtiment ou de l'ouvrage en plan sont importantes, il doit être divisé par des joints de dilatation et des joints de tassement en parties de formes géométriques simples.

Il faut tenir compte dans la conception des structures de la construction de l'apparition possible de moments fléchissant, efforts tranchants et flèches dans les poteaux, les poutres, les dalles et les murs. Il faut pour cela partir de l'un des principes suivants :

- donner une rigidité maximale à la construction, pour qu'elle soit capable d'égaliser les mouvements différentiels du sol. Si l'on ne peut donner au bâtiment global la rigidité souhaitée, il faut le diviser au moyen de joints de tassement en parties suffisamment rigides ;

- diminuer la rigidité de l'ouvrage, qui doit être renforcée par des éléments spéciaux assurant sa stabilité à la flexion sur des appuis à tassements non uniformes.

Dans de nombreux cas, il est recommandable d'armer la maçonnerie en briques en plaçant des armatures entre les joints des briques ou des blocs sur tout le périmètre du bâtiment.

CHAPITRE 3 :

Matériaux, matériels et méthodologie

Chapitre 3 : Matériaux, matériels et méthodologie

Introduction

Les recherches et réflexions issues de la quatorzième réunion du sous-comité ouest et centre africain de corrélation des sols qui s'est tenu à Abomey du 09 au 13 octobre 2000 stipulent que les sols gonflants se sont formés à partir des roches sédimentaires, du socle cristallin et des dépôts alluviaux [11].

Notre étude s'intéresse à ce type de sol se trouvant dans la dépression de la Lama. Ainsi, la commune choisie pour mener cette étude est celle de Pobè située dans le département du plateau, au sud-est de la République du Bénin.

3.1 Milieu d'étude

3.1.1 Situation géographique

La commune de Pobè située au Sud-est du Bénin et au centre – Est du département du Plateau à la limite frontalière avec le Nigeria, est limitée au Nord par la Commune de Kétou, au Sud et à l'Ouest par la Commune d'Adja-ouèrè et à l'Est par le Nigeria. Elle a une superficie de 400 km^2, représentant 11% de la superficie du département et 0,46% de celle du Bénin [18].

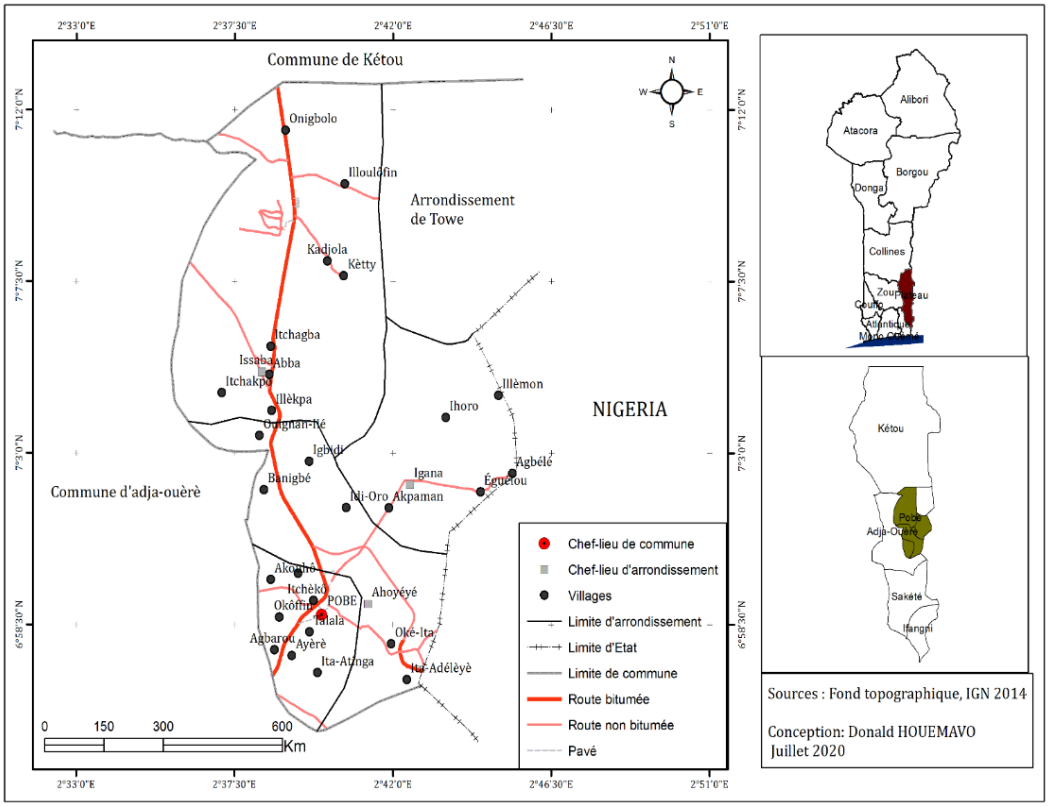


Figure 3-1 : *Carte de situation*

3.1.2 Population et structure administrative

La population de la commune de Pobè est de 54 181 habitants en 1992 et 82 910 habitants en 2002 soit un taux d'accroissement naturel de 4,35% sur cette période. Lors du recensement de 2013 (RGPH-4), la commune comptait 123 677 habitants [19]. La densité de population est de 309 habitants/km^2.

La Commune de Pobè est composée de quarante-quatre (44) villages/quartiers de ville qui sont répartis dans cinq (05) arrondissements dont un urbain (Pobè centre) et quatre ruraux (Towe, Igana, Ahoyèyè, Issaba).

La prolifération de la démographie observée au cours de ces dernières années dans cette commune requiert donc la mise en place d'infrastructures pérennes dans l'optique de favoriser l'épanouissement de cette population.

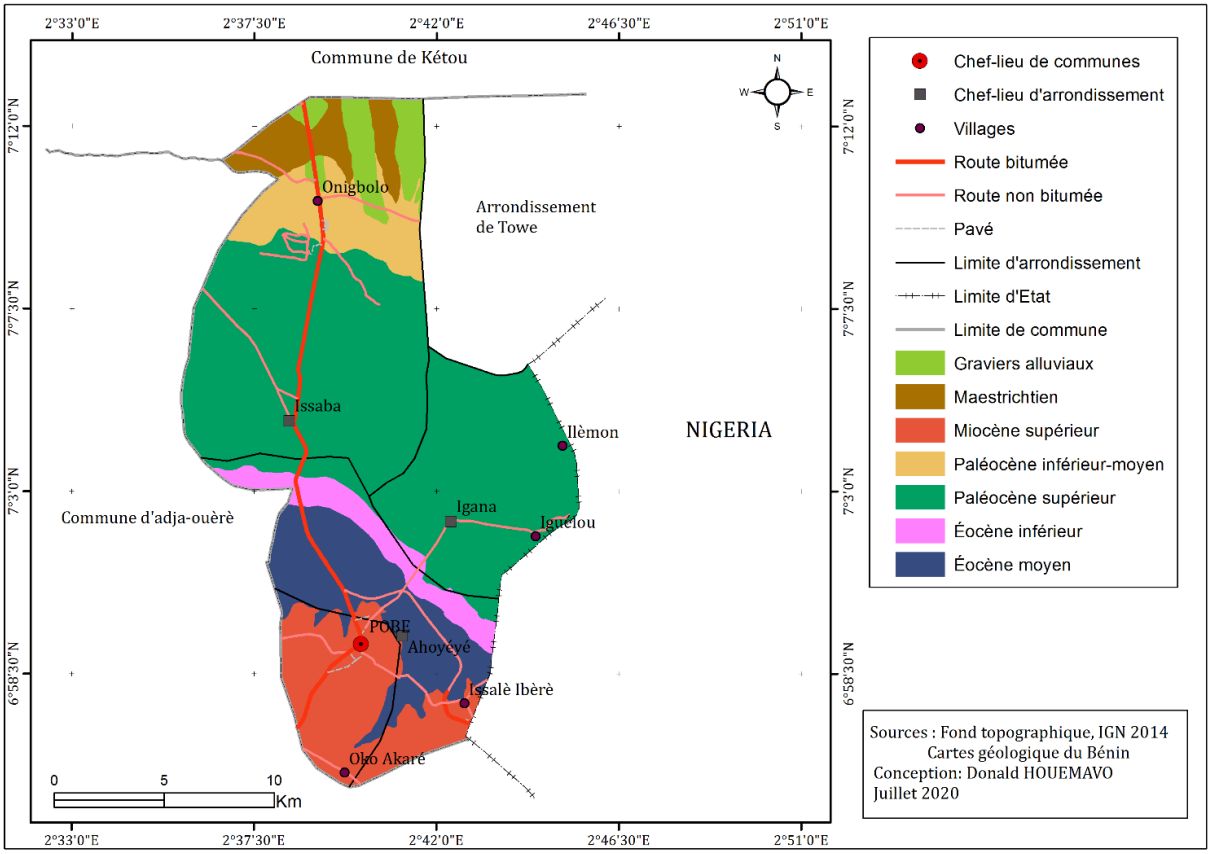


***Figure 3-2** : Carte géologique de la Commune de Pobè*

3.1.3 Climat

La Commune de Pobè jouit d'un climat de type béninéen ou subéquatorial avec deux (02) saisons pluvieuses et deux (02) saisons sèches qui s'alternent. Les précipitations atteignent 1100 à 1200 mm par an. A l'instar des variations climatiques dans la sous-

région, la commune de Pobè ne bénéficie plus de ce type de climat. La zone de dépression est une zone de forte rosée. [20]

Les statistiques météo de ces 20 dernières années dans la commune de Pobè nous donnent une humidité relative moyenne de 78,1%, une température moyenne sous abri de 27,6°C. La durée annuelle moyenne de la journée H est de 12,5 ; la vitesse moyenne annuelle du vent KMH (basculer vers MPH) est de 9,5 km/h et les précipitations moyennes annuelles sont de 112 cm [21]

3.1.4 Relief *[20]*

Le milieu physique est situé globalement dans une zone de plateaux de 50 à 200 mètres au-dessus du niveau de la mer et d'une altitude moyenne de 100 mètres. La Commune de Pobè comporte une dépression qui n'est rien d'autre que la continuité de la dépression médiane qui traverse tout le Bénin d'Ouest à Est. Elle découpe la Commune en deux zones orographiques : une zone de dépression (altitude <50m) et une zone de plateau.

La zone de dépression (altitude <50m) comporte une grande partie de l'Arrondissement d'Issaba jusqu'à la latitude d'Onigbolo et les arrondissements d'Ahoyéyé, d'Igana et de Towé.

La zone de plateaux regroupe tout le reste de la commune. Sur celle-ci on rencontre plusieurs plateaux dont le plateau de Pobè d'altitude moyenne 100 mètres.

3.1.5 Sols *[20]*

Du point de point de vue physique, dans la commune de Pobè, on distingue deux types d'unité pédologique : un sol hydromorphe et un sol ferrallitique. Le sol hydromorphe très fertile où se pratiquent les principales cultures agricoles est situé dans la dépression d'Issaba. C'est la zone de prédilection des habitants Holli (ou hollidjé : un groupe socio culturel proche des Yorubas qui en grande partie vit de l'agriculture). L'habitat rencontré dans cette zone est de type dispersé à travers des cases disséminées dans les brousses. Il occupe les ¾ de la superficie de la commune. Cette zone est composée de roche calcaire, ce qui a permis l'implantation d'une usine cimentière gérée par la SCB Lafarge à Onigbolo. Le sol ferrallitique est situé sur le plateau Pobè-Sakété. Il est composé de sable, de grès et d'argile. C'est un sol rouge qui occupe le quart (1/4) de la superficie de la commune.

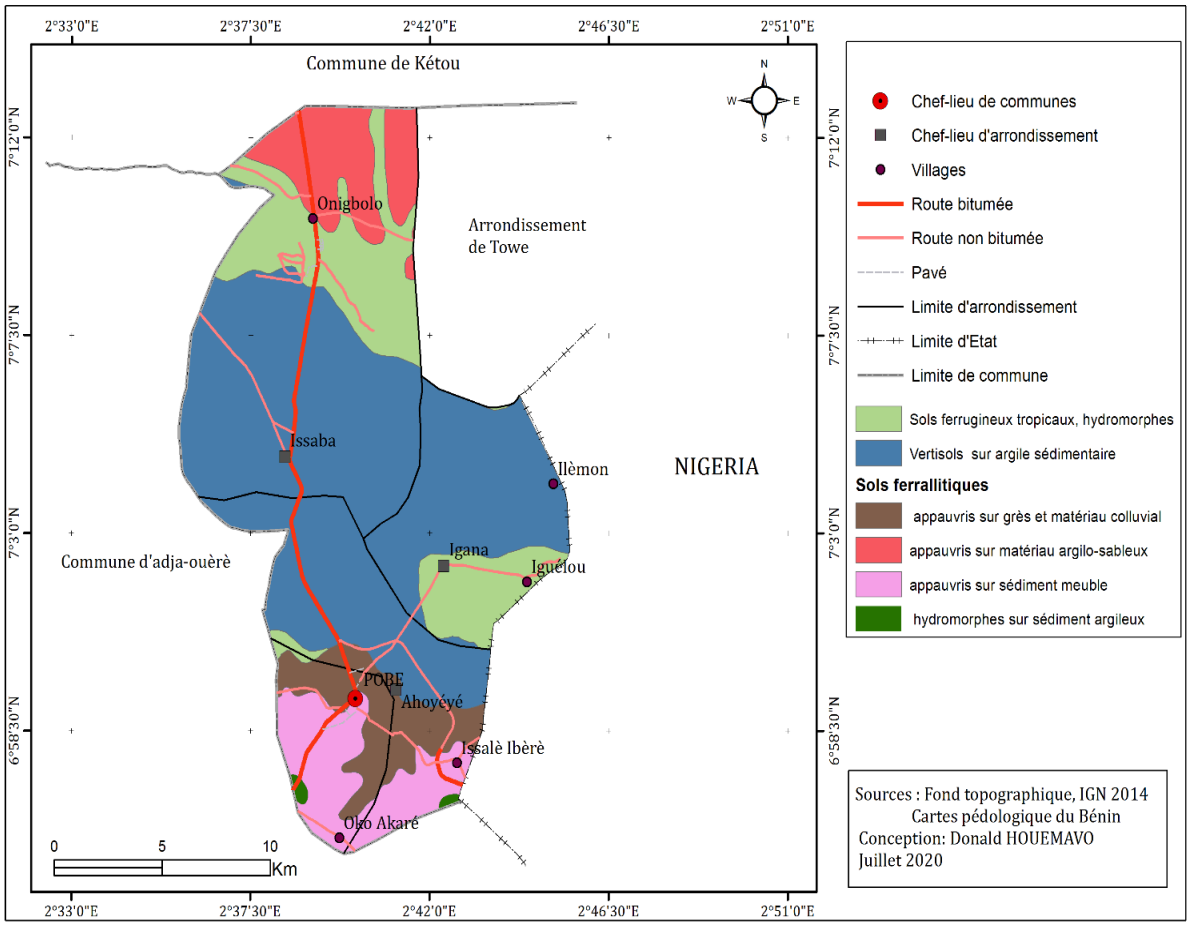


***Figure 3-3** : Carte Pédologique de Pobè*

3.1.6 Présentation des sites de prélèvement

Les coordonnées géographiques en projection sont prises par rapport à la référence mondiale UTM WGS 84 et en OXY. Ainsi le tableau suivant nous renseigne sur les coordonnées géographiques de chaque site de prélèvements. Ces données sont consignées dans le Tableau 3-1.

Tableau 3-1 : Localisation des sites de prélèvements

Localités	Coordonnées			
	X	Y	Latitude	Longitude
Issaba/Aba	459660	783707	N 07°05'23,8"	E 02°38'04,9"
Ahoyèyè	465361	774802	N 07°00'33,9"	E 02°38'04,9"

A ces coordonnées des puits de dimensions circulaires et de rayon allant de 0,60 à 0,80 m nous ont permis d'avoir une idée sur la stratification de ces sols. L'intérêt de ces fosses est de permettre de visualiser la transition entre les

formations argileuses, comme le montre la photo 15. La photo 16 est la photo d'une carotte représentant l'échantillon.



Photo 3-2 : *Puit pédologique*

SOURCE : HOUEMAVO Donald



Photo 3-1 : *Echantillon intact prélevé*

SOURCE : HOUEMAVO Donald

3.2 Méthodologie de recherche

Dans le souci de déterminer les caractéristiques géotechniques des sols de notre milieu d'étude, plusieurs essais ont été effectués au Centre National d'Essais et de Recherches des Travaux Publics (CNERTP). Il s'agit des essais d'identification physique et mécanique des sols. Nous présenterons dans ce chapitre les différents matériels et méthodes de ces essais qui se basent sur les normes françaises et les méthodes expérimentales appliquées dans cette structure d'accueil.

3.2.1 Recherche et localisation de site

Nous avons procédé à la recherche des sites en nous servant au prime abord de la carte pédologique de la commune puis en effectuant une descente sur les lieux afin de définir des sites de prélèvement des échantillons sur la base des informations collectées et celles recueillies sur le terrain. Les arrondissements Ahoyèyè et Issaba sont les zones les plus critiques et présentent de ce fait plus de pathologies. Compte tenu des essais à réaliser (essais d'identification et mécaniques) nous avons procédé aux prélèvements d'échantillons remaniés et non-remaniés.

3.2.2 Prélèvements

Nous avons procédé aux missions de prélèvements dans les différentes régions de la commune Pobè du samedi 11 Juillet au dimanche 12 Juillet 2020. Compte tenu des essais à réaliser, nous avons opté pour le choix des prélèvements d'échantillons intacts

et remaniés ; ce qui a nécessité l'utilisation des tuyaux PVC pour le prélèvement d'échantillons intacts, des dames pour le battage et des caissons en bois pour le transport. A chaque point concerné, des prélèvements successifs de 0 – 0,5 ; 0,5 – 1 ; 1 – 1,5 et 1,5 – 2m de profondeur ont été réalisés. A ce niveau, nous enfonçons des tuyaux PVC 100 mm de diamètre et de 0,5 m de hauteur par battage dans le sol en procédant de manière à ce que l'enfoncement soit le plus uniforme possible et sans endommager le tuyau. La terre située autour du tuyau est soigneusement enlevée. Afin de disposer d'échantillons dont les caractéristiques hydriques soient les plus proches possibles des conditions in-situ au moment du prélèvement, de la paraffine sera appliquée sur les deux faces libres du tuyau et le tuyau est disposé dans une caisse en bois pour le transport. Arrivé au laboratoire ces échantillons sont découpés et prélevés afin de réaliser les essais. Les échantillons remaniés quant à eux sont prélevés dans des sacs de jute étiquetés selon la profondeur. La figure 17 ci-dessous indique la situation des différents puits de prélèvement.

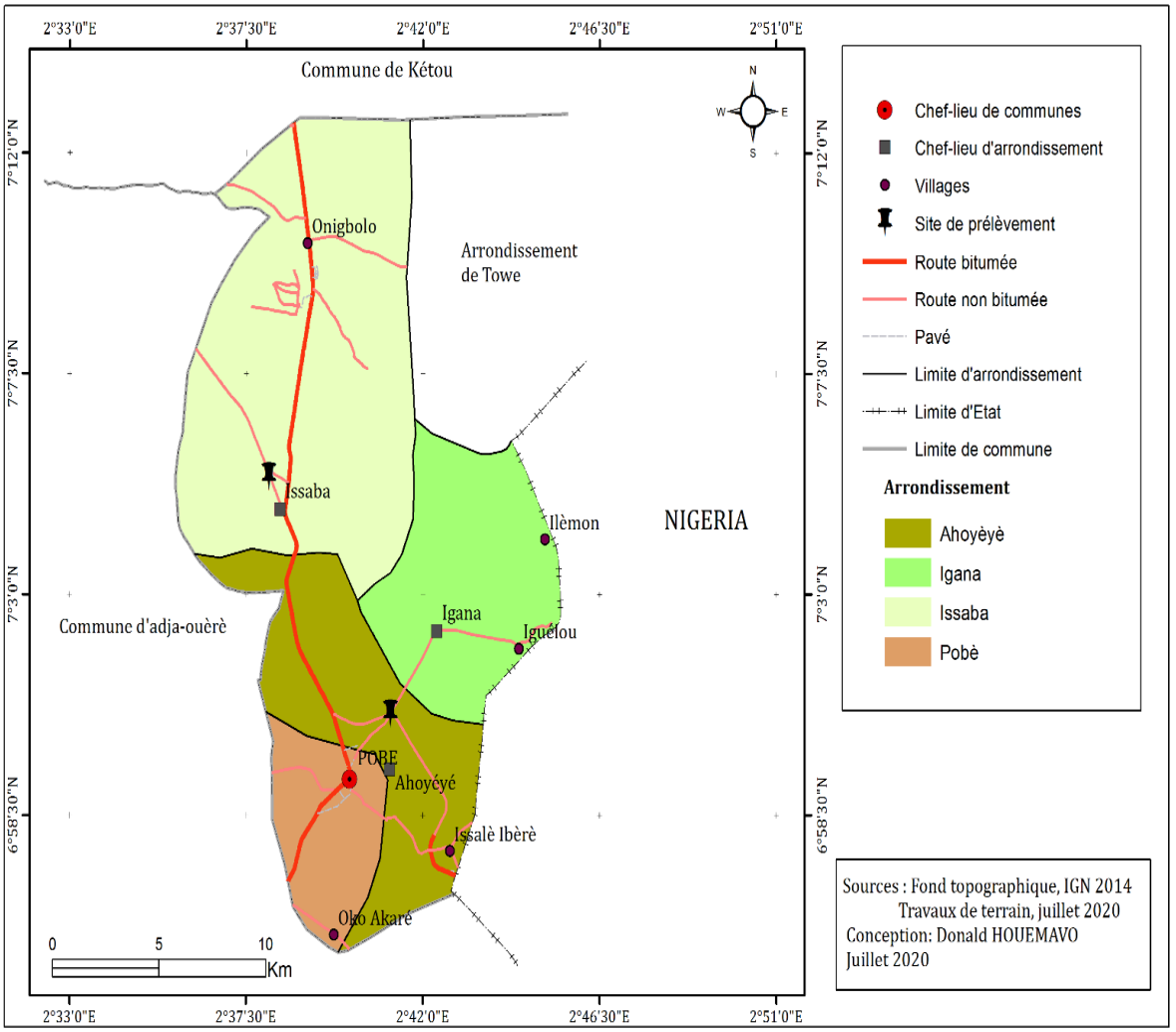


Figure 3-4 : *Carte de prélèvements*

3.2.3 Description des essais

3.2.3.1 Essais d'identification

3.2.3.1.1 Essai de détermination de la teneur en eau pondérale (NFP 94 -050) *[22]*

Cet essai a pour but de déterminer la quantité d'eau (m_w) contenue dans une masse humide (m_h) d'échantillon prélevé et étuvé. Cette quantité d'eau est exprimée en pourcentage d'eau par rapport à sa masse sèche (m_s) ; c'est la teneur en eau.

$$w = \frac{m_w}{m_s} \text{ x } 100 \text{ soit } w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \text{ x } 100$$

3.2.3.1.2 Limites d'Atterberg (NF P 94-051) *[23]*

Les limites d'Atterberg sont des paramètres d'identification des sols fins nous permettant de connaître la limite de liquidité (ω_L), de plasticité (ω_P) et l'indice de plasticité (IP). Sa permet d'obtenir les teneurs en eau qui délimitent les différents états de consistance d'un sol. Ces limites, qui s'expriment en pourcentages (%), sont les suivantes :

- **La limite de retrait (w_s)**

C'est la teneur en eau maximale que le sol peut avoir sans changer de volume. Cette limite sépare l'état solide sans retrait de l'état solide avec retrait.

- **La limite de plasticité (w_p)**

Elle est définie comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. Elle varie de 0 % à 100 %, mais elle demeure généralement inférieure à 40 %.

- **La limite de liquidité (w_l) :**

C'est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. Dans la plupart des cas elle ne dépasse pas 100 %.

Les limites de plasticité et de liquidité servent à identifier et à classifier les sols à grains fins. Quant à la limite de retrait, elle sert à l'étude de certains sols dont le volume varie fortement à cause des changements de la teneur en eau. C'est surtout dans les régions arides, où se trouvent des dépôts de la montmorillonite (problème de retrait-gonflement).

Ces différentes limites d'Atterberg permettent de déterminer les indices de plasticité et de liquidité.

- **L'indice de plasticité (I_p)**

Il s'exprime en pourcentage, correspond à la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité : $I_P = w_l - w_p$. Il permet de déterminer le degré de plasticité d'un sol.

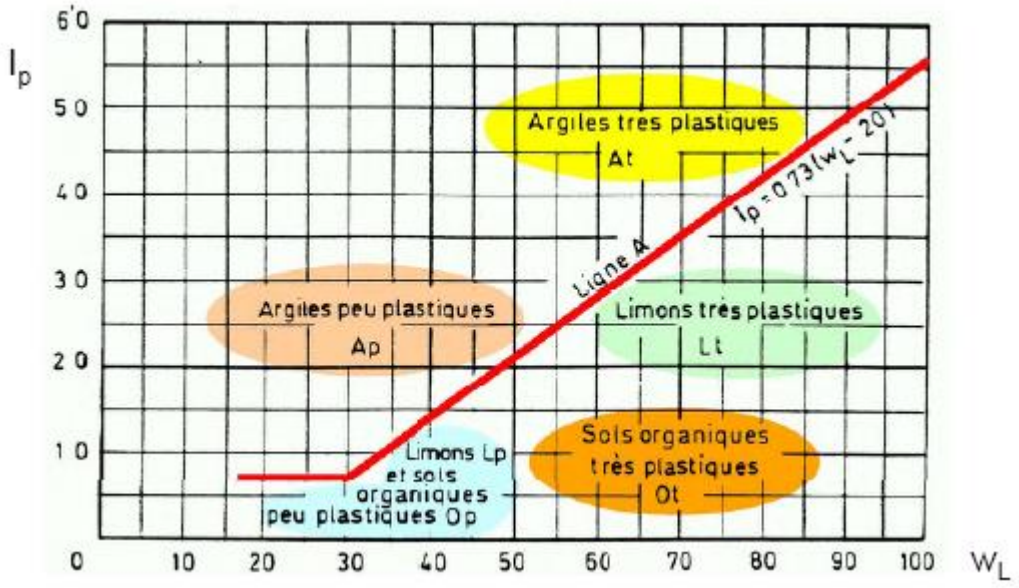


Figure 3-5 : *Diagramme de plasticité*

- **L'indice de consistance (I_c)**

Cet indice permet de savoir si un sol est très dure, dure à très plastique ou fluide. Il correspond au rapport de la différence entre la limite de liquidité et la teneur en eau naturel in-situ du sol (w) à l'indice de plasticité.

$$I_c = \frac{w_l - w}{w_l - w_p} = \frac{w_l - w}{I_p}$$

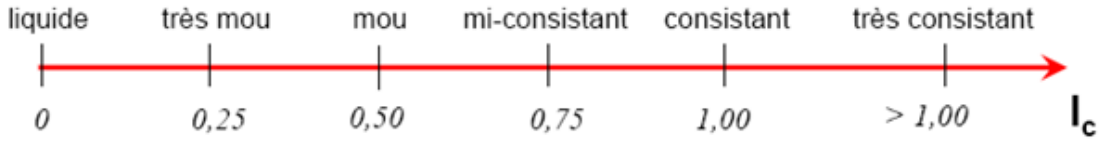


Figure 3-6 : *Diagramme de consistance*

- **L'indice de liquidité (I_L)**

Cet indice permet de savoir si un sol est à l'état liquide, plastique, semi-solide ou solide. Pour établir cet indice, on calcule le rapport de la différence de la teneur en eau naturelle in situ (w) d'un sol et ses limites de plasticité à l'indice plasticité.

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_l - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p}$$

NB : $I_L + Ic = 1$

3.2.3.1.3 Détermination du Poids spécifique des grains solides (NF P 94-054) *[24]*

L'essai consiste en la détermination de la masse volumique des grains solides d'un échantillon de sol à l'aide de pycnomètre. Une petite quantité d'échantillon sec est introduite dans le pycnomètre. On y ajoute de l'eau jusqu'au trait de jauge. Après 72 heures de repos, temps requis pour que l'eau soit complètement absorbée, les masses suivantes sont prises au cours de l'essai :

M_1, Masse du pycnomètre vide ;

M_2, Masse du pycnomètre plus échantillon sec ;

M_3, Masse du pycnomètre rempli d'eau plus échantillon ;

M_4, Masse du pycnomètre rempli d'eau.

La masse volumique des grains solides est ensuite calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_S = \rho_W \times \frac{M_2 - M_1}{M_4 + M_2 - M_1 - M_3}$$

Par convention, la masse volumique de l'eau ρ_w est égale à 1000 kg/m^3. L'essai est réalisé à deux reprises et la moyenne des deux valeurs constitue le résultat.

3.2.3.1.4 Essai de détermination de la teneur en matière organique (XP P 94-055) *[25]*

a- Définition et but de l'essai

Cet essai a pour objectif la détermination de la proportion de matière organique contenu dans 80g de matériau sec pour le tamisât du tamis 400 µm d'un matériau humide au moyen d'eau oxygéné.

La pollution d'un sol par les débris végétaux entraine souvent des conséquences dommageables si celui-ci doit être utilisé pour la construction d'infrastructures importantes. Il existe plusieurs méthodes de détermination de la teneur pondérale en matières organiques parmi lesquelles :

- la méthode chimique suivant la norme NF P 94-055 (Décembre 1993) ;
- la méthode par calcination selon la norme XP P 94-047(Décembre 1998) ;
- la méthode utilisant l'eau oxygénée. Elle est non normalisée mais se retrouve dans la littérature.

b- Principe de l'essai

La méthode d'eau oxygénée est couramment utilisée pour la détermination du dosage en matières organiques. L'eau oxygénée a une action limitée sur les restes de végétaux non décomposés tels que les racines et les fibres. Elle est souvent utilisée dans le prétraitement des sols avant l'analyse granulométrique par sédimentation en vue d'éliminer les matières organiques colloïdales.

On détermine ainsi la perte de poids $P_1 - P_2$;

- le pourcentage de matières organiques sera : $\frac{P_1 - P_2}{P_1}$
- le pourcentage de matières organiques est généralement donné à 0,1 % près.

c- Interprétation des résultats

Les seuils retenus sont présentés au **Tableau 3-2.**

Tableau 3-2 : Désignation géotechnique des sols en fonction de la teneur en matières organiques

Teneur en matière organique	Désignation géotechnique	
MO ≤ 3	Non organique	
3<MO ≤10	Faiblement organique	Vase
10 < MO ≤ 30	Moyennement organique	Sol tourbeux
MO > 30	Très organique	Tourbe

3.2.3.1.5 Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) *[26]*

L'analyse granulométrique par tamisage est un essai d'identification qui permet de connaitre la granulométrie d'un matériau tout en le faisant passer par une série de tamis normalisés dont les ouvertures vont en décroissant du haut vers le bas. Les particules

les plus grosses restent donc emprisonnées sur les tamis les plus hauts (refus ou retenu), tandis que les particules plus fines se dirigent vers les tamis inferieurs (tamisât ou passant). Les résultats sont portés sur un graphique semi-logarithmique qui permet d'obtenir une courbe granulométrique.

La classification utilisée afin de préciser la nature de ces sols est la classification américaine des sols intitulée Highway Research Board (HRB) [27] qui considère le pourcentage des passants aux tamis 0,2 mm, 0,4 mm et 80µm ; l'indice de plasticité Ip ainsi que la limite de liquidité W_L. Les différents résultats obtenus au cours de ces différents essais d'identification sont consignés dans le tableau subséquent.

Tableau 3-3 : Classification H.R.B

Classification générale	Au plus 35% des grains plus petits que 0,08mm							Plus 35% des grains plus petits que 0,08mm				
	A_1		A_3	A_2				A_4	A_5	A_6	A_7	
Pourcentage passant:	A_{1a}	A_{1b}		A_{2-4}	A_{2-5}	A_{2-6}	A_{2-7}				A_{7-5}	A_{7-6}
au tamis de 2mm	⩽50											
au tamis de 0,4mm	⩽30	⩽50	⩾51									
au tamis de 0,08mm	⩽15	⩽25	⩽10	⩽35	⩽35	⩽35	⩽35	⩾36	⩾36	⩾36	⩾36	⩾36
Caractéristique de la fraction passant au tamis de 2mm											$I_p < w_1 - 30$	$I_p > w_1 - 30$
Indice de plasticité	<6		Impossible à déterminer	⩽10	⩽10	⩾11	⩾11	⩽10	⩽10	⩾11	⩾11	⩾11
Limite de liquidité	Impossible à déterminer		—	⩽40	⩾41	⩽40	⩾41	⩽40	⩾41	⩽40	⩾41	⩾41
Indice de groupe	0		0	0		⩽4		⩽8	⩽12	⩽16	⩽20	⩽20
Appelation générale	Cailloux Graviers Sables		Sable fin	Mélange de graviers limoneux ou argileux avec des sables limoneux ou argileux				Sols limoneux		Sols argileux		

3.2.3.1.6 Analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P 94-057) *[28]*

L'essai d'analyse granulométriques par sédimentation est réalisé afin de compléter la courbe granulométrique par tamisage sur les particules de tailles inférieures à 80 µm. L'essai est réalisé sur les passants issus du tamisage par voie humide lors de l'exécution de l'analyse granulométrique par tamisage.

3.2.3.2 Essais mécaniques

3.2.3.2.1 Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1) *[29]*

Il s'agit de déterminer expérimentalement la courbe intrinsèque d'un sol puis d'en déduire les paramètres de cisaillement (angle de flottement interne et la cohésion) qui permettent d'estimer par exemple la contrainte de rupture sous une fondation superficielle.

Dans l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, on cherche à provoquer la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. L'échantillon est placé dans une boîte constituée de deux parties qui peuvent glisser horizontalement l'une sur l'autre.

On applique à l'échantillon un effort normal de compression N, verticalement, par l'intermédiaire d'un piston et un effort tranchant T, horizontalement, en déplaçant la demi-boîte inférieure. Un comparateur mesure la variation de hauteur de l'échantillon.

NB : Il consiste à déterminer pour un échantillon de sol intact sa cohésion C et son angle de frottement interne ϕ par le biais d'un appareil de cisaillement.

3.2.3.2.2 Essai œdométrique (XP P 94-090-1) *[30]*

a- Définition et but de l'essai

L'œdomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique. Cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol (intact de préférence) sous un effort donné, et son gonflement au cours du déchargement des efforts soumis auparavant. L'opération de chargement et déchargement s'effectue par paliers et elle est chronométrée, afin d'en déterminer les propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols.

La manipulation de cet essai a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol, par exemple sous une fondation superficielle. Sous l'effet des charges appliquées, le sol va se déformer et va subir un tassement ; pour en évaluer l'ampleur, on reproduit le phénomène au laboratoire. On placera l'échantillon dans une enceinte cylindrique empêchant toutes déformations latérales lors d'un chargement par pallier σv. On suppose donc que dans le sol, les σ_h déformations horizontales sont nulles.

b- Principe de l'essai

Le sol est placé dans une enveloppe rigide ***Figure 3-7***, on exerce sur sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les affaissements observés après stabilisation. On détermine ainsi la relation entre les contraintes effectives et les déformations verticales

$$E = E_{oed} \cdot [1 - (2\nu^2 / (1 - \nu)] \text{ avec } \nu = 0{,}33 \text{ (Coefficient de Poisson pour les sols)}$$

Par analogie avec le module de Young E (théorie de l'élasticité linéaire), on va définir le module œdométrique : Eoed exprimé en MPa ou kPa.

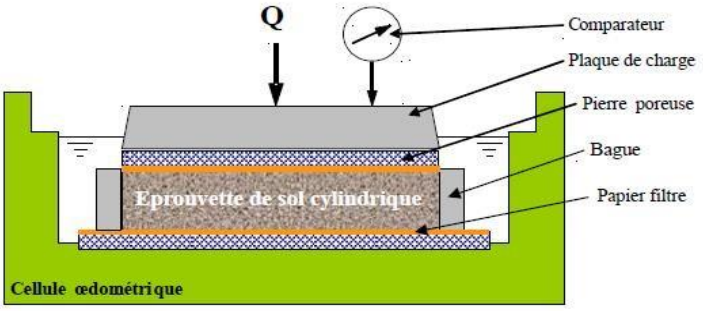


***Figure 3-7** : Appareil œdométrique*

NB : Cet essai consiste en la détermination pour un sol, entre autres indice de compression Cc, indice de gonflement Cs, la contrainte verticale effective Ơ'vo, la contrainte de préconsolidation Ơ'p, l'indice des vides du sol en place e_0, le coefficient de consolidation vertical Cv.

c- Interprétation des résultats

Tableau 3-4 : Nature du sol compressible en fonction de l'indice de compression Cc

Indice de compression Cc	Nature
Cc < 0,02	Sol incompressible
0,02 < Cc < 0,05	Sol très peu compressible
0,05 < Cc < 0,1	Sol peu compressible
0,1 < Cc < 0,2	Sol moyennement compressible
0,2 < Cc < 0,3	Sol assez fortement compressible
0,3 < Cc < 0,5	Sol très compressible
Cc > 0,5	Sol extrement compressible

Tableau 3-5 : Nature du sol gonflant en fonction de l'indice de plasticité

Indice de plasticité IP	Gonflement potentiel
0 – 15	Faible
10 – 25	Moyen
25 – 55	Elevé
> 55	Très élevé

Tableau 3-6 : Nature des sols en fonction de l'indice de compression Cc

Indice de compression Cc	Nature
0,01 < Cc < 0,1	Sable
0,1 < Cc < 0,25	Kaolinite
0,25 < Cc < 0,8	Illite
0,8 < Cc < 2,5	Montmorillonite

Tableau 3-7 : Nature des sols gonflants en fonction de l'indice de gonflement Cs

Indice de gonflement Cs	Gonflement potentiel
0,04 < Cs < 0,25	Gonflement élevé
Dès que Cs dépasse 0,07	On peut considérer que le soulèvement des fondations risque de poser de graves problèmes

Conclusion

La commune de Pobè est retenue comme zone d'étude à cause des phénomènes naturels de retrait et gonflement puis de sa démographie sans cesse croissante. Les pathologies observées sur les ouvrages existants nous ont permis d'identifier au mieux nos sites de prélèvement. En suite des différents essais d'identification et essais mécaniques sont effectués conformément à des normes et prescriptions techniques. Le respect de ces normes et prescriptions techniques nécessite un minimum de rigueur, d'éthique et d'esprit scientifique afin d'éviter des résultats incohérents. En effet, une excellente réalisation de ces essais conduit à une excellente étude géotechnique.

CHAPITRE 4 :

Etude expérimentale du comportement des sols gonflants en laboratoire

Chapitre 4 : Etude expérimentale du comportement des sols gonflants en laboratoire

Introduction

L'étude expérimentale du comportement des sols gonflants en laboratoire a pour objectif la détermination des propriétés des sols des sites étudiés dans la commune de Pobè. La connaissance de ces propriétés permettra de faire des prévisions de calcul dans le but de pérenniser les ouvrages à réaliser sur fondations superficielles, en intégrant certains aspects peu étudiés du comportement des argiles gonflantes comme la variation de leurs propriétés physiques et mécaniques au cours du processus d'humidification du sol.

Toutes ces études ont été menées et interprétées avec le souci constant d'expliquer le comportement observé lors des modifications du sol (effet de l'adsorption d'eau entre particules) et d'esquiver les pathologies observées puis décrites dans le chapitre 2.

4.1 Essais d'identification

4.1.1 Teneur en eau naturelle

Les teneurs en eau obtenues à différentes profondeurs sont consignées dans le tableau 9 ci-dessous.

Tableau 4-1 : Teneur en eau naturelle

Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	
	Issaba	Ahoyèyè
0 - 0,5	33,16	43,55
0,5 – 1	59,42	43,37
1 - 1,5	46,66	42,50
1,5 – 2	49,13	40,57

La teneur en eau naturelle pour le site d'Issaba varie de 33,16 à 59,42% jusqu'à 2m de profondeur à la date de prélèvement.

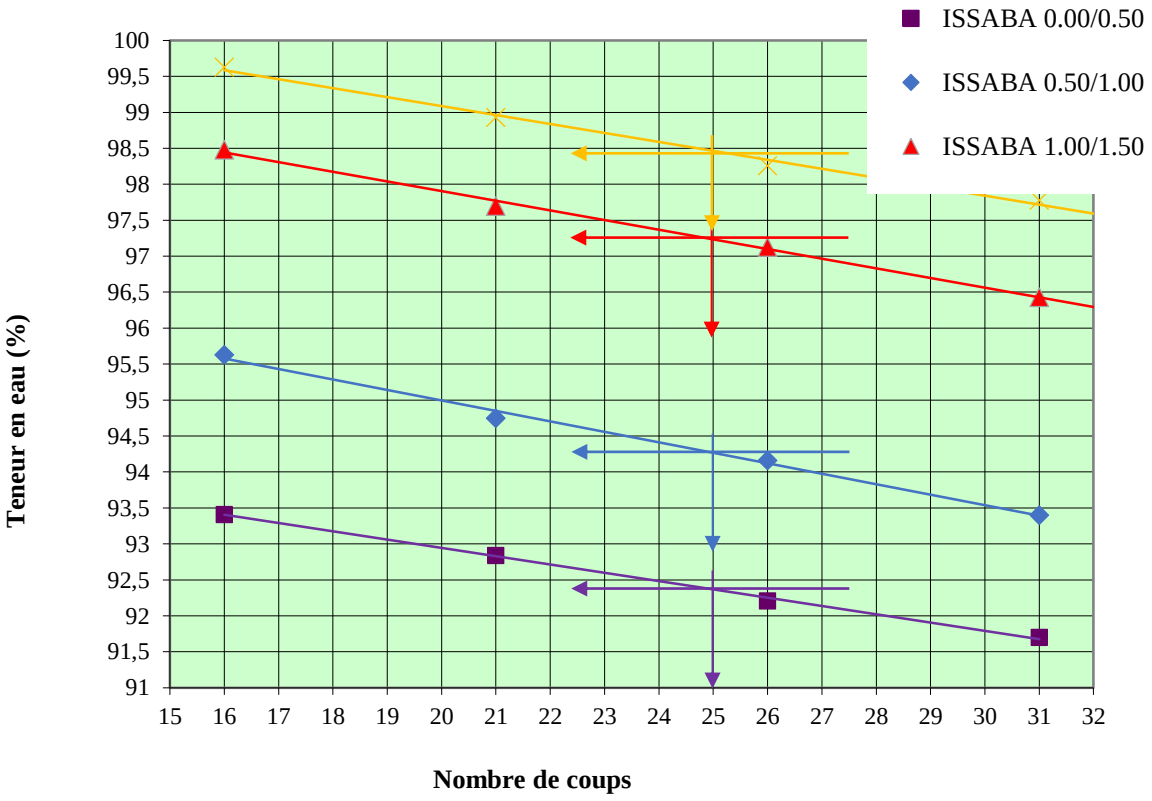
La teneur en eau naturelle pour le site d'Ahoyèyè varie de 40,57 à 43,55% jusqu'à 2m de profondeur à la date de prélèvement.

4.1.2 Limite d'Atterberg

Les résultats de l'essai sont présentés dans les tableaux à **annexe** et nous ont permis de tracer les courbes de liquidité suivantes :

4.1.2.1 *Argile d'Issaba*

Les caractéristiques qui ressortent de cet essai sont :



Graphe 4-1 : *Récapitulatif des courbes de liquidité de l'argile d'Issaba de 0 à 2 m*

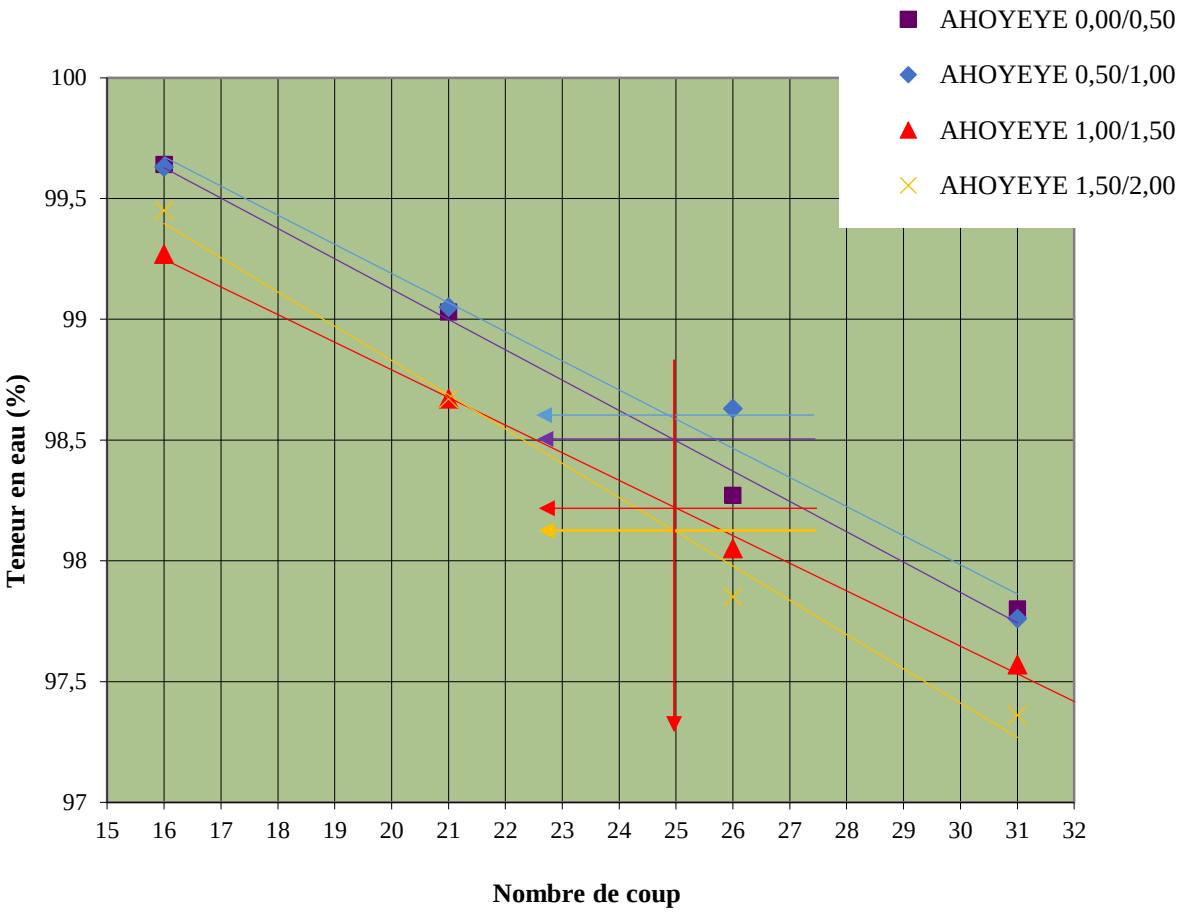
Tableau 4-2 : Récapitulatif des valeurs de la limite d'Atterberg de l'argile d'Issaba

Profondeur	Limite de liquidité (W_L)	Limite de plasticité (W_p)	Indice de plasticité (I_p)	Indice de consistance (I_c)
0,0 – 0,5	92 %	52 %	40 %	1,47
0,5 -1,0	94 %	53 %	41 %	0,84
1,0 – 1,5	97 %	54 %	43 %	1,17
1,5 – 2,0	98 %	56 %	42 %	1,16

Le récapitulatif des courbes de liquidité et du tableau des valeurs de la limite d'Atterberg de l'argile d'Issaba à chaque profondeur nous montrent que la limite de liquidité et de plasticité augmente en fonction de la profondeur. Les valeurs de l'indice de plasticité étant supérieur **40 %**, l'argile d'Issaba à la profondeur 0 à 2 m est très plastique d'après la **Figure 3-5**. Les indices de consistance aux profondeur (0-0,5 ; 1-2 m) sont supérieure à **1**, l'argile d'Issaba à ces profondeurs est très consistante par contre de 0,5-1 m de profondeur l'indice de consistance est de 0,84 compris entre 0,75 et 1 l'argile d'Issaba à cette profondeur est consistante d'après la ***Figure 3-6***.

4.1.2.2 *Argile d'Ahoyèyè*

Les caractéristiques qui ressortent de cet essai sont :



Graphe 4-2 : *Récapitulatif des courbes de liquidité de l'argile d'AHOYÈYÈ de 0 à 2 ,0 m*

Tableau 4-3 : Récapitulatif des valeurs de la limite d'Atterberg de l'argile d'Ahoyèyè

Profondeur	Limite de liquidité (WL)	Limite de plasticité (Wp)	Indice de plasticité (Ip)	Indice de consistance (Ic)
0,0 – 0,5	99 %	55,5 %	44 %	1,26
0,5 -1,0	99 %	55,4 %	44 %	1,26
1,0 – 1,5	98 %	55 %	43 %	1,29
1,5 – 2,0	98 %	55 %	43 %	1,33

Le récapitulatif des courbes de liquidité et du tableau des valeurs de la limite d'Atterberg de l'argile d'Ahoyèyè à chaque profondeur nous permet de dire que la limite de liquidité et de plasticité varie en fonction de la profondeur. Les valeurs de l'indice de plasticité étant supérieures **40 %** et celle de l'indice de consistance supérieure à **1**, l'argile d'Ahoyèyè à la profondeur 0 à 2 m est très plastique et très consistante d'après la ***Figure 3-5*** et la ***Figure 3-6.***

4.1.3 Poids volumique des grains solides

Les valeurs du poids volumique des grains solides obtenues sur les sites à différentes profondeurs sont consignées dans le **Tableau 4-4** ci-dessous.

Tableau 4-4 : Poids volumique des grains solides

Profondeur (m)	Poids volumique des grains solides γ_s (kN/m^3)	
	Issaba	Ahoyèyè
0 – 0,5	23,5	25,4
0,5 – 1	23,4	23,1
1 – 1,5	22,3	22,7
1,5 – 2	22,7	25,2

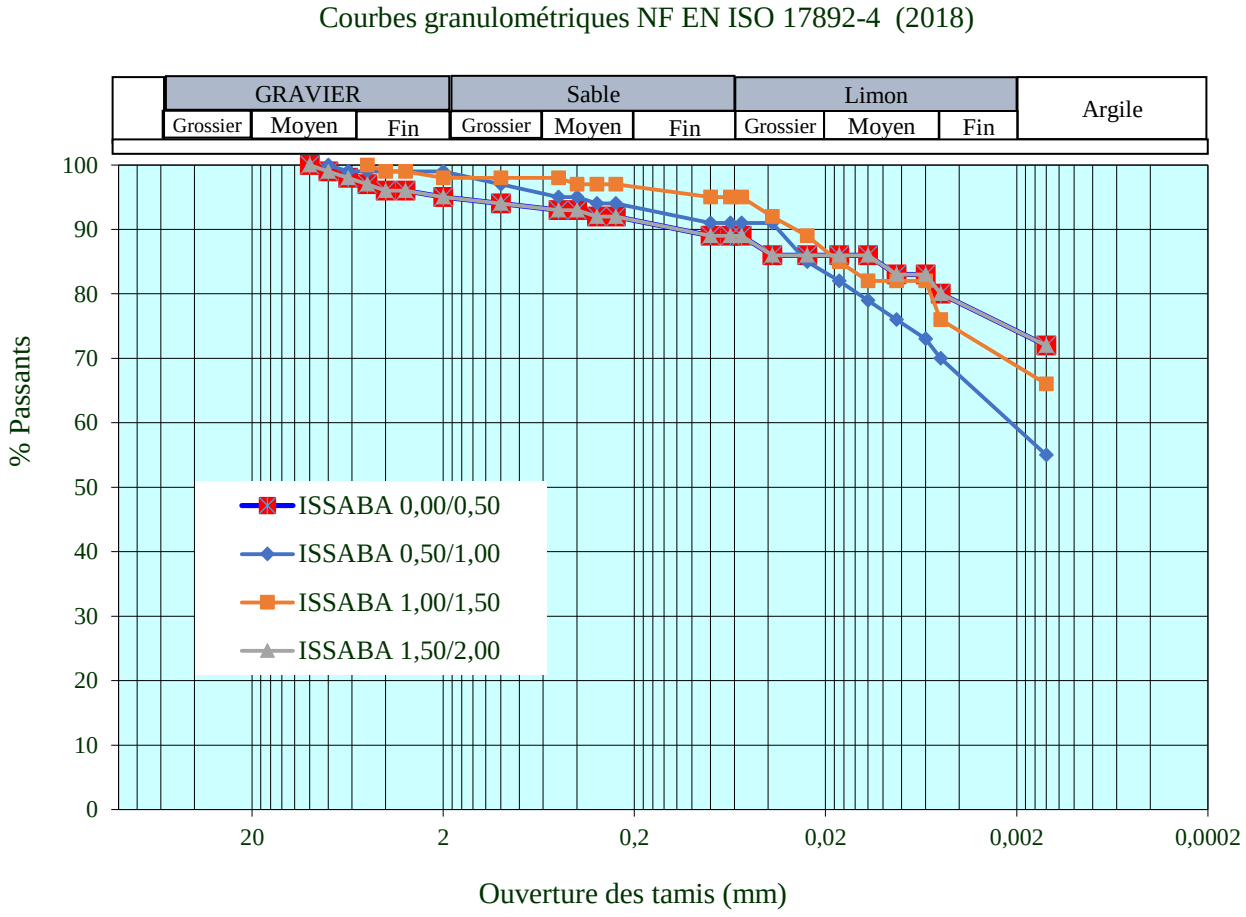
Le poids spécifique de l'argile d'Issaba varie de **22,7** à **23,5 kN/m^3** jusqu'à 2 m de profondeur et a été obtenue conformément à la procédure décrite au paragraphe 3.2.3.1.3**.** Nous pouvons conclure que la densité réelle de cette argile varie en fonction de la profondeur. De la même manière le poids spécifique de l'argile d'Ahoyèyè varie

de **22,7** à **25,4 kN/m^3.** Nous pouvons conclure que la densité réelle de cette argile varie en fonction de la profondeur.

4.1.4 Analyse granulométrique par tamisage et par sédimentomètrie

4.1.4.1 *Argile d'Issaba*

Les résultats de l'essai sont présentés dans le tableau en **annexe A** et nous ont permis de tracer les courbes granulométriques suivantes :



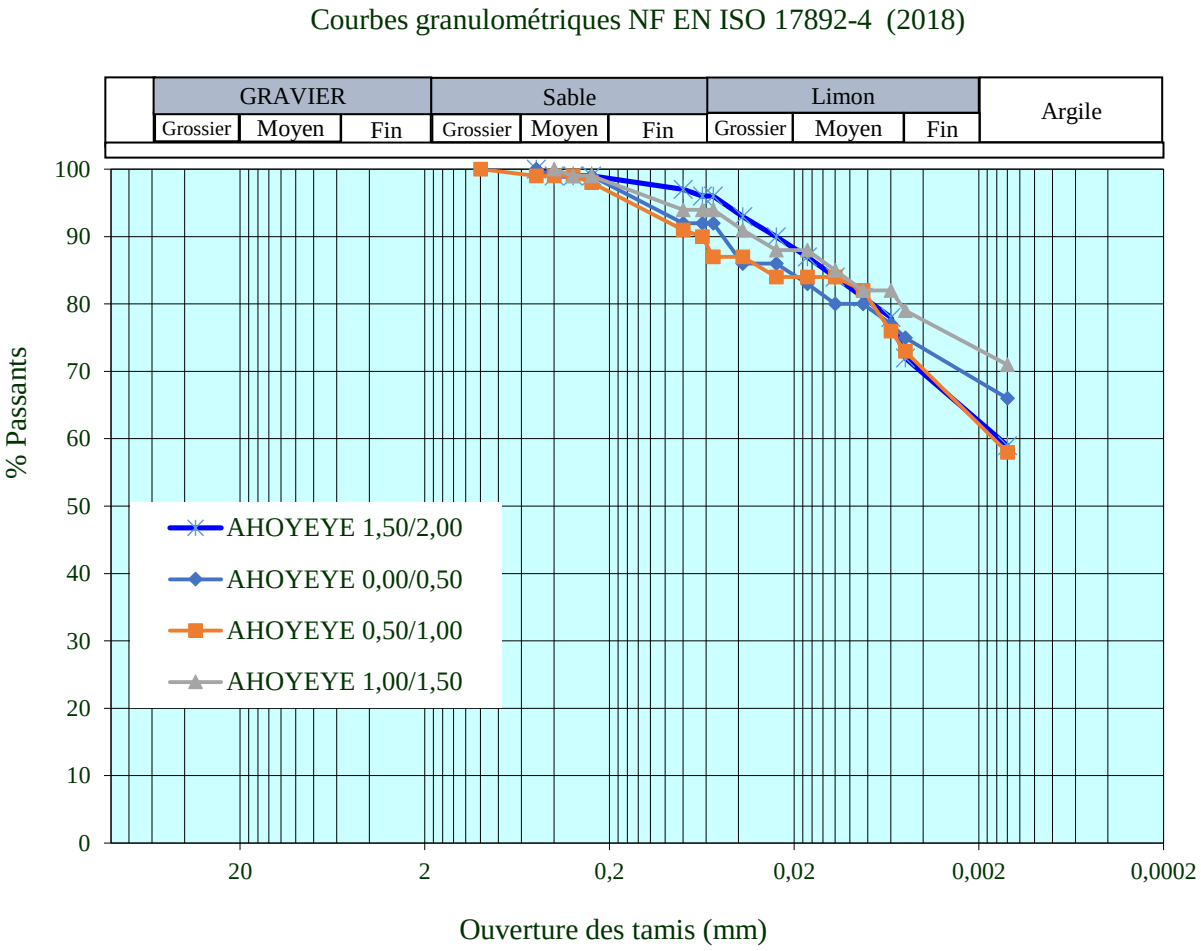
Graphe 4-3 : Récapitulatif des courbes granulométriques de l'argile d'Issaba

Les courbes granulométriques du sol d'Issaba à chaque profondeur montrent que ce sol à une granularité étalée puis les pourcentages des passants au tamis 80 µm étant supérieur à **35 %** nous sommes en présence d'un sol fin.

La courbe synthèse nous permet de dire que la granulométrie de l'argile d'Issaba varie en fonction de la profondeur.

4.1.4.2 *Argile d'Ahoyèyè*

Les résultats de l'essai sont présentés dans le tableau en **annexe B** et nous ont permis de tracer la courbe granulométrique suivante :



Graphe 4-4 : *Récapitulatif des courbes granulométriques de l'argile d'Ahoyèyè*

Les courbes granulométriques du sol d'Ahoyèyè à chaque profondeur montrent que ce sol à une granularité étalée puis les pourcentages des passants au tamis 80 µm étant supérieur à **35 %** nous sommes en présence d'un sol fin.

La courbe synthèse nous permet de dire que la granulométrie de l'argile d'Ahoyèyè varie en fonction de la profondeur.

4.1.5 Matière organique

Les valeurs des teneurs en matière organique obtenues sur les sites à différentes profondeurs sont consignées dans le tableau 21 ci-dessous

Tableau 4-5 : Teneur en matière organique

Profondeur (m)	Matière Organique (%)	
	Issaba	Ahoyèyè
0 – 0,5	0,5	0,7
0,5 – 1	0,5	0,7
1 – 1,5	0,6	0,7
1,5 – 2	0,6	0,8

La teneur en matières organiques de l'argile gonflante d'Issaba varie de **0,5 g/100g à 0,6 g/100g**. Nous pouvons, d'après le **Tableau 3-2**, conclure que nous sommes en présence d'un sol non organique. De la même manière la teneur en matières organiques de l'argile d'Ahoyèyè varie de **0,7 g/100g à 0,8 g/100g**. Nous pouvons conclure que nous sommes en présence d'un sol non organique.

4.2 Essais mécaniques

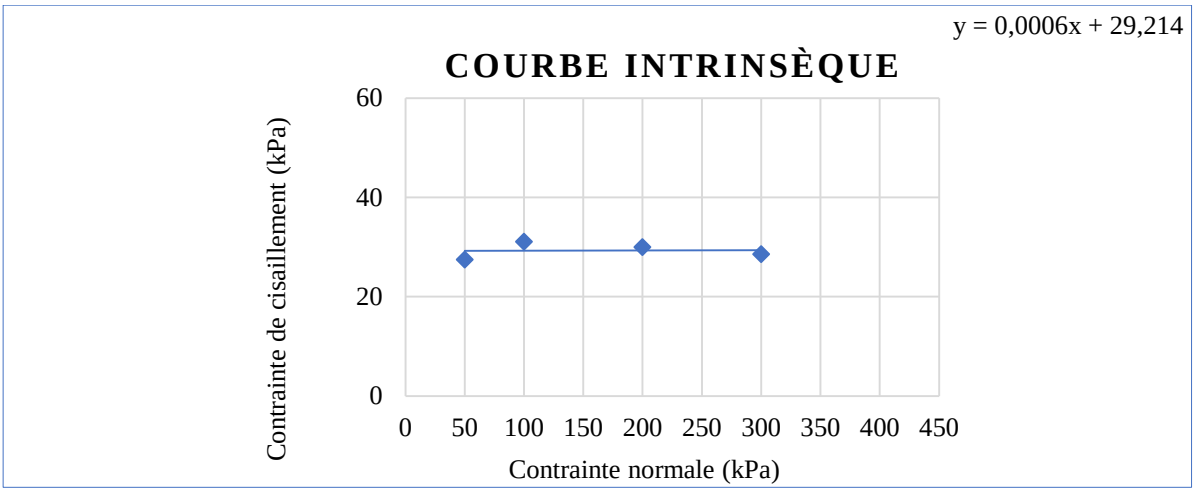
Les essais mécaniques permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques telles que l'angle de flottement interne et la cohésion du sol.

Dans le cadre des sols argileux des différentes localités de la commune faisant l'objet de notre étude, il a été réalisé les essais mécaniques que sont l'essai de cisaillement directe et l'essai œdométrique.

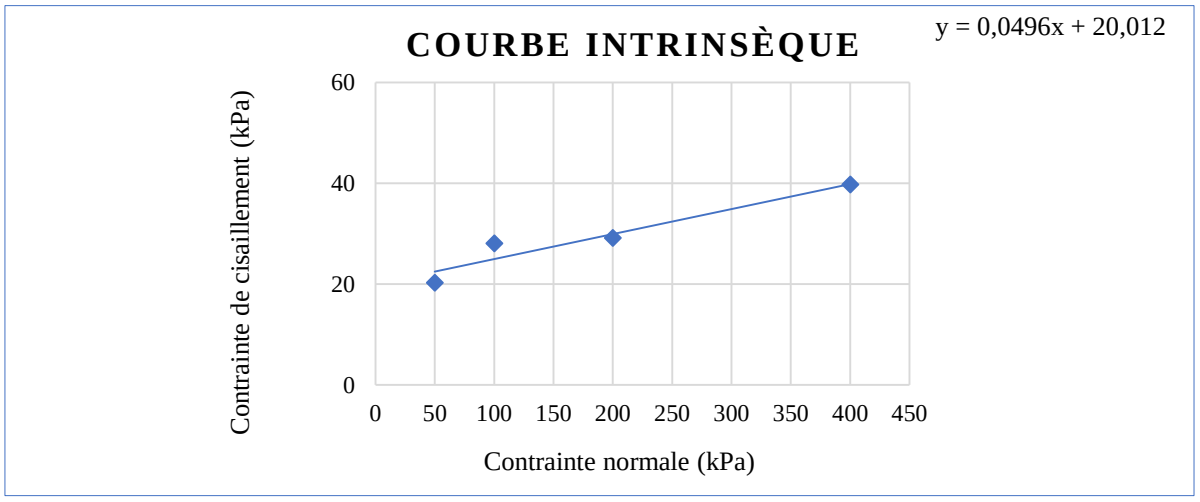
4.2.1 Essai de cisaillement

Les résultats de l'essai sont présentés dans les tableaux en **annexes** et nous ont permis de tracer les courbes de cisaillement ci-dessous.

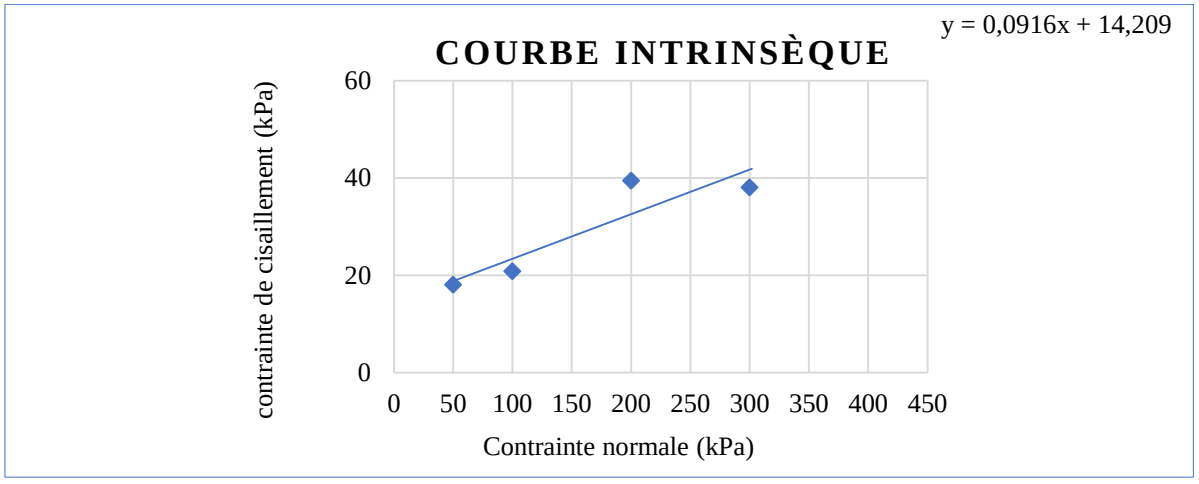
4.2.1.1 *Argile d'Issaba*



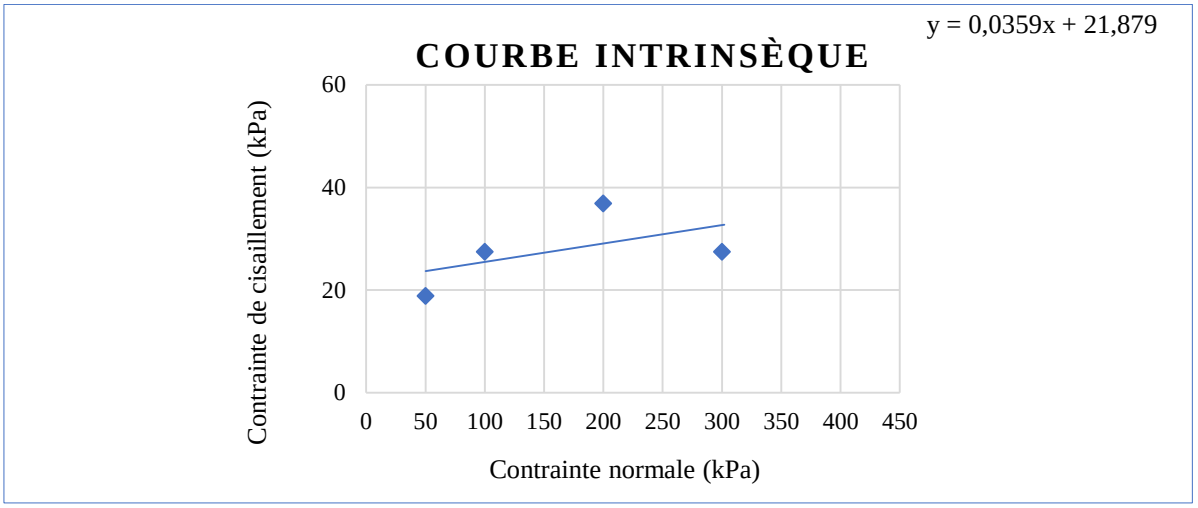
Graphe 4-5 : *Courbe intrinsèque de l'argile d'Issaba de 0 à 0 ,5 m*



Graphe 4-6 : *Courbe intrinsèque de l'argile d'Issaba de 0,5 à 1,0 m*



Graphe 4-7 : *Courbe intrinsèque de l'argile d'Issaba de 1,0 à 1,5 m*



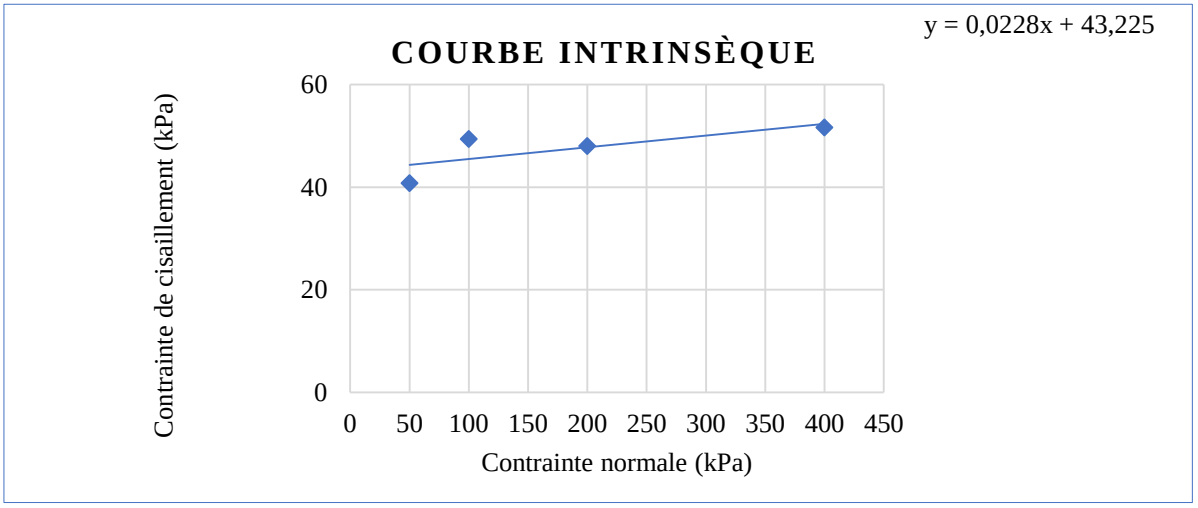
Graphe 4-8 : *Courbe intrinsèque de l'argile d'Issaba de 1,5 à 2 m*

Les valeurs issues de cet essai sont consignées dans le tableau ci-dessous.

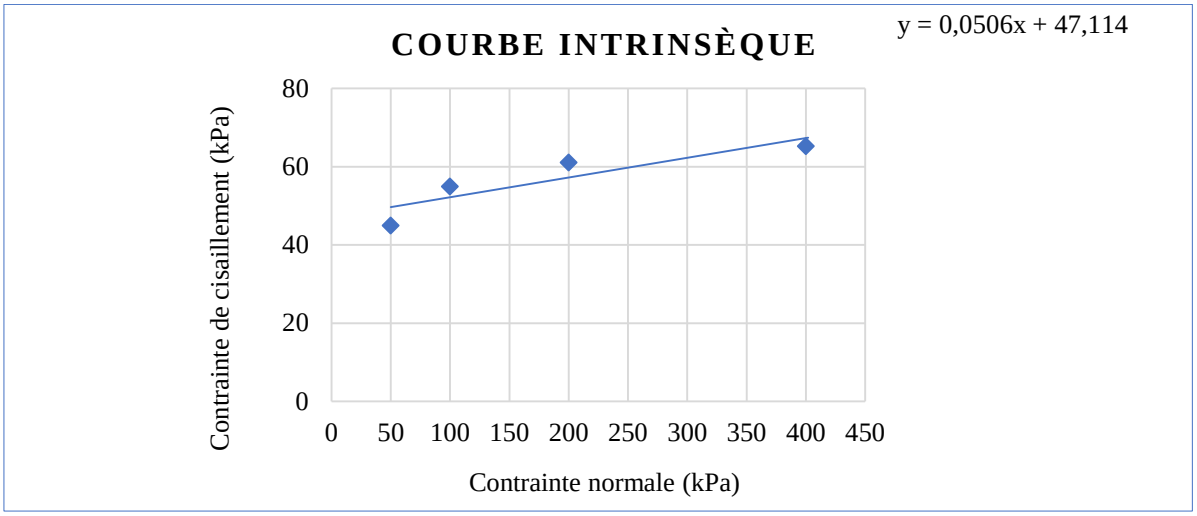
Tableau 4-6 : Récapitulatif des valeurs d'essai de cisaillement de l'argile d'Issaba

Profondeur (m)	W% initiale	W% finale	γ_h (kN/m3)	γ_d (kN/m3)	Vitesse (mm/min)	C_U (kPa)	φ_U (dégrés)
0 – 0,5	33,18	47,20	16,59	12,46	1,5	29,2	0,0
0,5 – 1,0	59,42	50,03	15,71	9,86	1,5	20,0	2,8
1,0 – 1,5	46,66	44,87	16,82	11,47	1,5	14,2	5,2
1,5 – 2	49,13	39,95	16,48	11,05	1,5	21,9	2,1

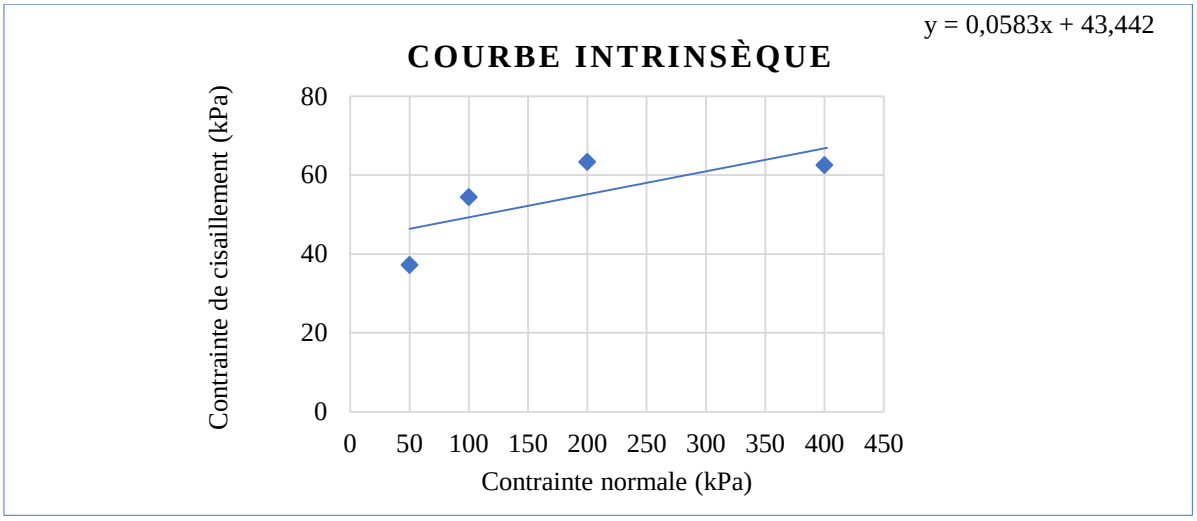
4.2.1.2 *Argile d'Ahoyèyè*



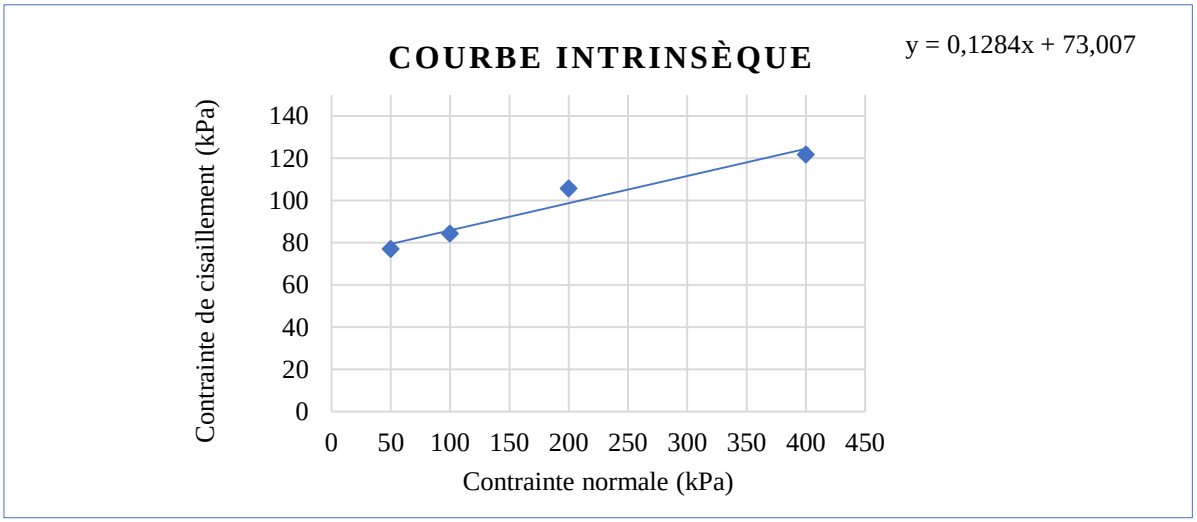
Graphe 4-9 : *Courbe intrinsèque de l'argile d'Ahoyèyè de 0 à 0 ,5 m*



Graphe 4-10 : *Courbe intrinsèque de l'argile d'Ahoyèyè de 0,5 à 1 m*



Graphe 4-11 : *Courbe intrinsèque de l'argile d'Ahoyèyè de 1 à 1,5 m*



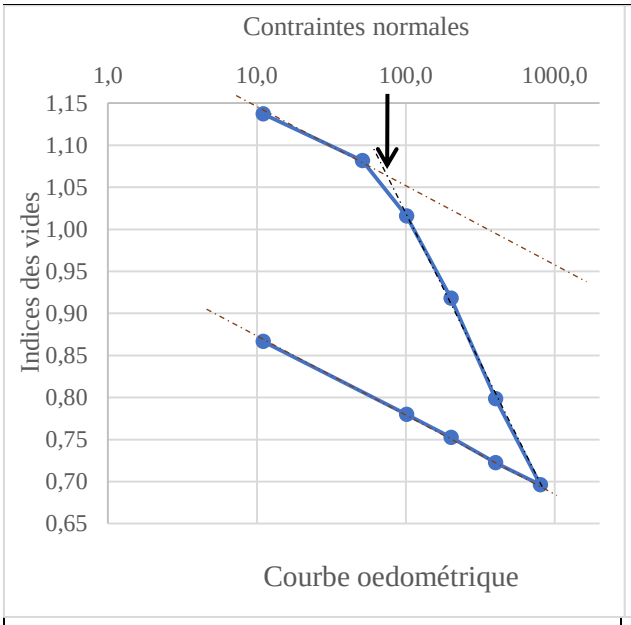
Graphe 4-12 : *Courbe intrinsèque de l'argile d'Ahoyèyè de 1,5 à 2 m*

Tableau 4-7 : Récapitulatif des valeurs d'essai de cisaillement de l'argile d'Ahoyèyè

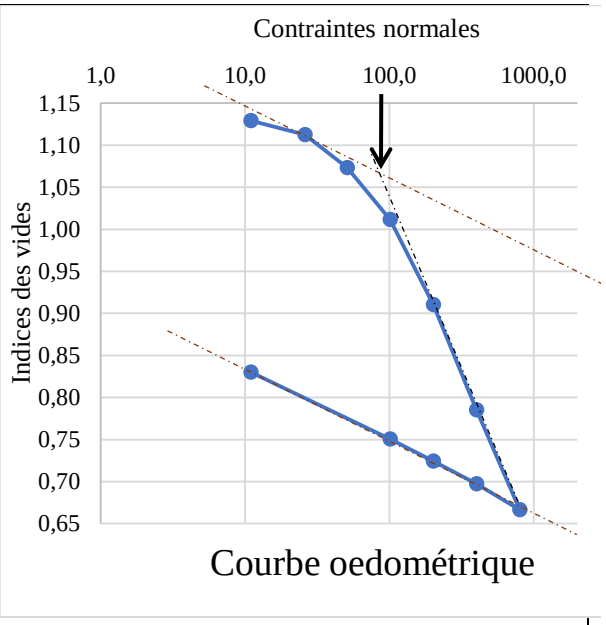
Profondeur (m)	W% initiale	W% finale	γ_h (kN/m3)	γ_d (kN/m3)	Vitesse (mm/min)	C_U (kPa)	φ_U (dégrés)
0 – 0,5	43,55	43,38	16,70	11,64	1,5	43,2	1,3
0,5 – 1,0	43,37	43,59	16,46	11,48	1,5	47,1	2,9
1,0 – 1,5	42,50	42,70	16,91	11,87	1,5	43,4	3,3
1,5 – 2	40,57	45,11	16,16	11,50	1,5	73,0	7,3

4.2.2 Essai oedometrique

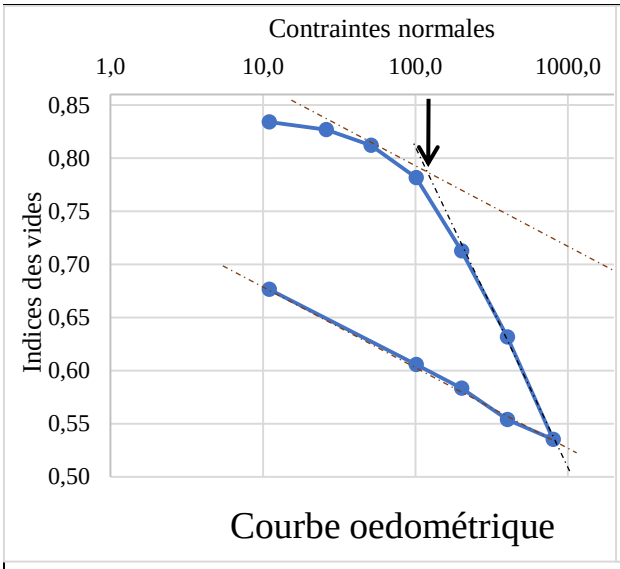
4.2.2.1 *Argile d'Issaba*

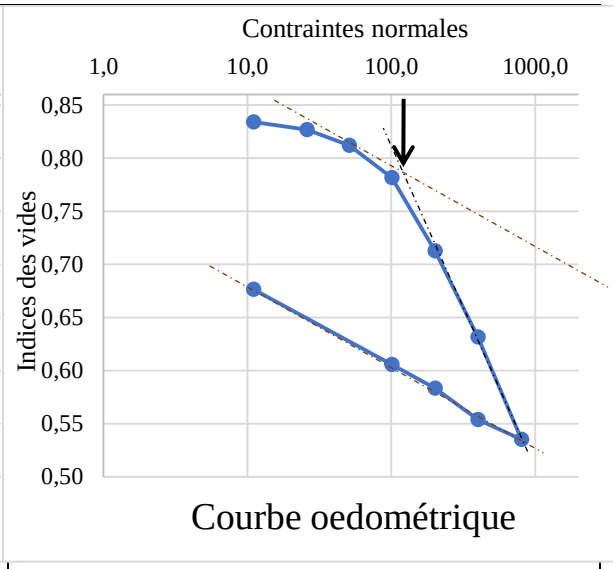


Graphe 4-13 : *Courbe de compressibilité de l'argile d'Issaba de 0,0 à 0,5 m*



Graphe 4-14 : *Courbe de compressibilité de l'argile d'Issaba de 0,5 à 1,0 m*





raphe 4-15 : *Courbe de compressibilité de l'argile d'Issaba de 1,0 à 1,5 m*

Graphe 4-16 : *Courbe de compressibilité de l'argile d'Issaba de 1,5 à 2,0 m*

Les valeurs issues de cet essai sont cosignées dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 4-8 : Récapitulatif des valeurs d'essai oedométrique de l'argile d'Issaba

Profondeur (m)	**e_i**	**e_o**	**σ'_{vo}** (kPa)	**σ'_p** (kPa)	**c_c**	**c_s**
0 – 0,5	1,137	1,137	7,2	81,0	0,369	0,092
0,5 – 1,0	1,129	1,124	12,6	79,0	0,406	0,085
1,0 – 1,5	0,834	0,827	20,4	120,0	0,296	0,079
1,5 – 2	0,739	0,735	23,6	128,0	0,269	0,068

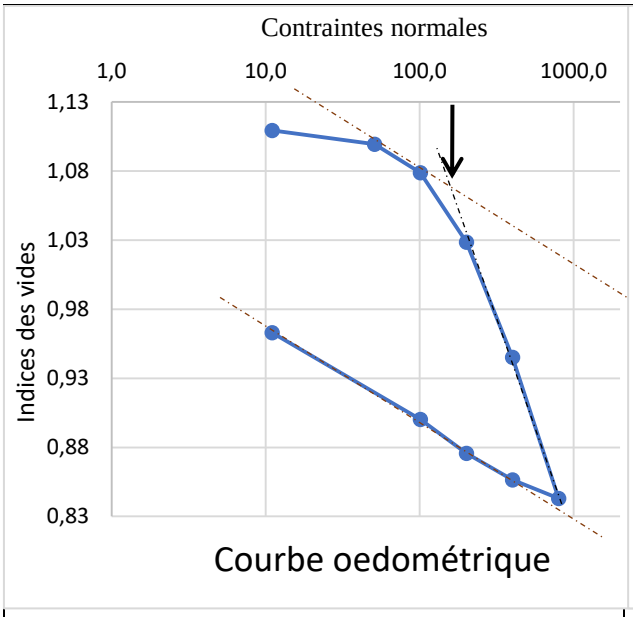
Du **Tableau 4-8** nous constatons que les contraintes de préconsolidation σ'_p sont supérieure aux contraintes effectives verticales σ'_{vo} ($\sigma'_p > \sigma'_{vo}$) donc l'argile d'Issaba à la profondeur 0 à 2 m est surconsolidée. De plus l'indice de compression (Cc) à la profondeur 0 à 1 m est compris entre 0,2 < Cc < 0,3 nous permet de dire quà cette

profondeur l'argile d'Isssaba est assez fortement compressible et à la profondeur 1 à 2 m cet indice est compris entre 0,3 < Cc < 0,5 ce qui nous permet de dire qu'à cette profondeur l'argile est très compressible d'après le **Tableau 3-4** et est de l'illite d'après le **Tableau 3-6**. Enfin l'indice de gonflement (Cs) compris entre 0,04 < Cs < 0,25 l'argile d'Issaba à un gonflement élevé à cette profondeur d'après le **Tableau 3-7**.

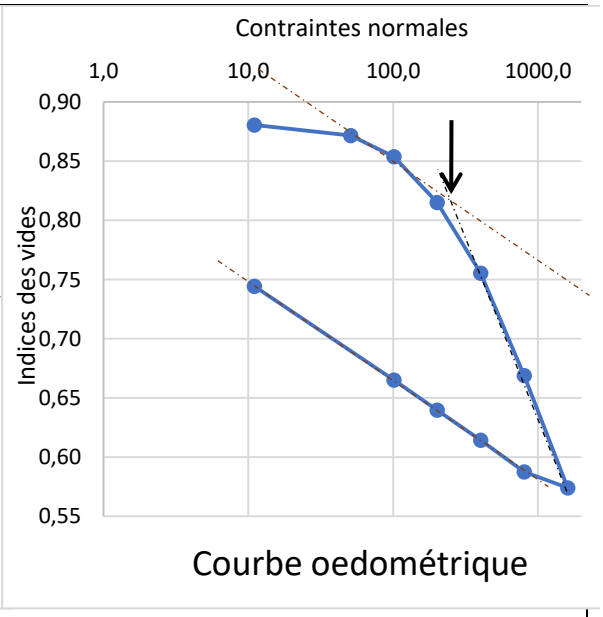
Tableau 4-9 : Valeurs du coefficient de consolidation de l'argile d'Issaba

σ'_v en kPa	**Profondeur en m**			
	0-0,5	**0,5-1,0**	**1,0-1,5**	**1,5-2,0**
	Coefficient de consolidation (logt) C_v en m²/s			
101,0 à 201,0	5,25E-09	1,82E-08	4,41E-09	4,23E-09
201,0 à 401,1	4,00E-09	1,31E-08	2,58E-09	2,34E-09
401,1 à 801,1	2,87E-09	2,5 E-09	1,82 E-09	2,20 E-09
801,1 à 1601,1	-	-	-	-

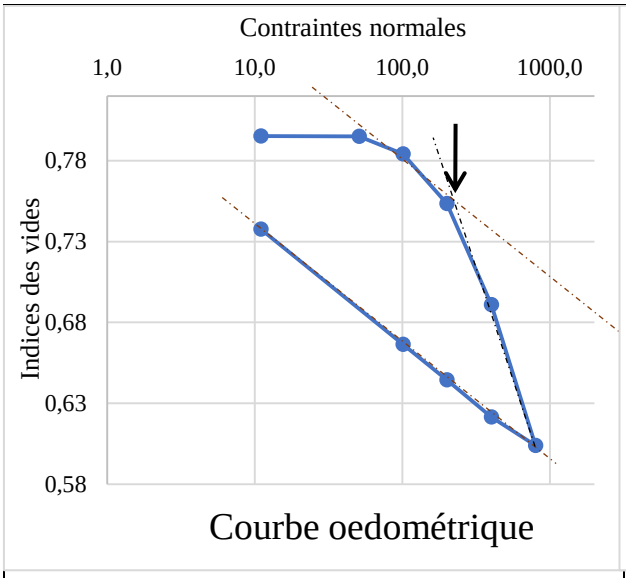
4.2.2.2 *Argile d'Ahoyèyè*



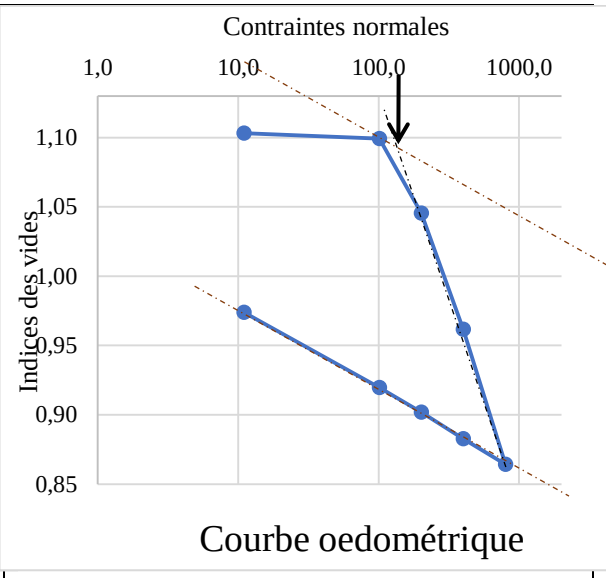
Graphe 4-17 : *Courbe de compressibilité de l'argile d'Ahoyèyè de 0,0 à 0,5 m*



Graphe 4-18 : *Courbe de compressibilité de l'argile d'Ahoyèyè de 0,5 à 1,0 m*



Graphe 4-19 : *Courbe de compressibilité de l'argile d'Ahoyèyè de 1,0 à 1,5 m*



Graphe 4-20 : *Courbe de compressibilité de l'argile d'Ahoyèyè de 1,5 à 2,0 m*

Les valeurs issues de cet essai sont cosignées dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 4-10 : Récapitulatif des valeurs d'essai oedométrique de l'argile d'Ahoyèyè

Profondeur (m)	**e_i**	**e_o**	**σ'_{vo} (kPa)**	**σ'_p (kPa)**	**c_c**	**c_s**
0 – 0,5	1,110	1,110	8,1	173,0	0,309	0,068
0,5 – 1,0	0,881	0,877	18,0	235,0	0,301	0,086
1,0 – 1,5	0,795	0,794	27,0	220,0	0,249	0,074
1,5 – 2	1,103	1,100	36,0	150,0	0,301	0,058

Du **Tableau 4-10** nous constatons que les contraintes de préconsolidation σ'_p sont supérieure aux contraintes effectives verticales σ'_{vo} ($\sigma'_p > \sigma'_{vo}$) donc l'argile d'Ahoyèyè à la profondeur 0 à 2 m est surconsolidée. De plus l'indice de compression (Cc) compris entre $0,2 < Cc < 0,3$ nous permet de dire que l'argile d'Ahoyèyè à la profondeur 1 à 1,5 m est assez fortement compressible et est très compressible aux autre profondeur d'après le **Tableau 3-4** et est de l'illite d'après le **Tableau 3-6**. Enfin l'indice de gonflement (Cs) compris entre $0,04 < Cs < 0,25$ l'argile d'Ahoyèyè à un gonflement élevé d'après le **Tableau 3-7**.

Tableau 4-11 : Valeurs du coefficient de consolidation de l'argile d'Ahoyèyè

σ'_v en kPa	**Profondeur en m**			
	0-0,5	**0,5-1,0**	**1,0-1,5**	**1,5-2,0**
	Coefficient de consolidation (logt) C_v en m²/s			
101,0 à 201,0	1,79E-08	1,08E-08	1,18E-08	1,32E-08
201,0 à 401,1	6,31E-09	5,29E-09	6,94E-09	4,41E-09
401,1 à 801,1	3,94 E-09	3,16 E-09	3,61 E-09	1,41 E-09
801,1 à 1601,1	-	2,69 E-09	-	-

4.2.3 Estimation du gonflement par la méthode directe

Les pressions de gonflement déterminées pour chaque site sont consignées dans le tableau 4-12

Tableau 4-12 : Valeurs de la pression de gonflement

Profondeur	**Pression de gonflement σ_g (kPa)**	
	Issaba	Ahoyèyè
0,0-0,5	51	51
0,5-1,0	26	51
1,0-1,5	26	51
1,5-2,0	26	101

4.2.4 Estimation du gonflement par la méthode indirecte

- D'après Seed et al ajusté par (Bekkouche et al 2001) nous pouvons estimer le potentiel de gonflement ε_g (%) par : $\varepsilon_g = 0{,}1823723Ip + 0{,}4559623$
- D'après Komornik et David ajusté par (Bekkouche et al 2001) nous pouvons estimer la pression de gonflement σ_g (kPa) par :

$\log \sigma_g = 0{,}0079182\ w_L + 0{,}00634245\gamma_d - 0{,}00161536w + 1{,}1328183$

Tableau 4-13 : Valeurs de l'amplitude et de la pression de gonflement

Profondeur	**Potentiel de gonflement ε_g (%)**		**Pression de gonflement σ_g (kPa)**	
	Issaba	Ahoyèyè	Issaba	Ahoyèyè
0,0-0,5	7,75	8,48	77,05	83,21
0,5-1,0	7,93	8,48	69,77	83,08
1,0-1,5	8,30	8,30	79,12	82,31
1,5-2,0	8,12	8,30	79,35	82,45

Conclusion

Les résultats d'essais d'identification révèlent que les matériaux prélevés à Issaba sont très fins, très plastiques et très consistants, et ce en fonction de la profondeur. Ainsi le sol d'Issaba est de l'argile de classe A7-5, très plastique, très consistante et non organique. Ceci lui confère sa propriété de sol gonflant en présence de l'eau. C'est ce qui explique les résultats obtenus des essais mécaniques. En effet le sol de Issaba est un sol argileux très compressible et surconsolidé avec un pouvoir de gonflement élevé. De la même manière les matériaux prélevés à Ahoyèyè révèlent de l'argile de classe A7-5, très plastique, très consistante, très compressible, non organique et surconsolidé avec un gonflement élevé. De plus nos suspectons que ces argiles sont de l'illite.

CHAPITRE 5 :

Modélisation du comportement des fondations dans un massif de sol gonflants

Chapitre 5 : Modélisation du comportement des fondations dans un massif de sol gonflants

Introduction

De nos jours, la technologie offre la possibilité d'effectuer sans trop se gêner, des calculs qui seraient longs, fastidieux et répétitifs si on utilisait la méthode analytique grâce à l'utilisation des machines par le biais des applications appelées encore logiciels. Certains de ces logiciels nous permettent de faire des simulations.

La simulation est un moyen efficace pour mettre au point et étudier le comportement des fondations dans un massif de sols gonflants. Néanmoins, il est nécessaire de savoir ce que l'on cherche afin d'utiliser l'outil de simulation de façon optimal. Pour cette étude nous allons utiliser le logiciel Geofond qui est un produit développé par GEOS Ingénieurs Conseils et le logiciel Plaxis qui est un logiciel distribué par TERRASOL en France et dans les pays francophones.

5.1 Le logiciel Geofond

5.1.1 Description du logiciel

Le logiciel **Geofond** est un logiciel de dimensionnement des fondations qui s'articule autour de deux modules de calculs : le module fondations superficielles et le module fondations profondes.

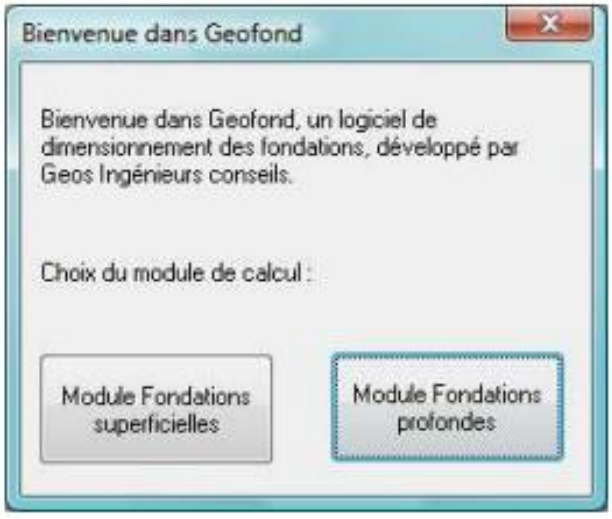


Figure 5-1 : *Interface d'accueil de GOFOND*

5.1.1.1 *GEOFOND - Fondations Superficielles*

Le logiciel GEOFOND - Fondations Superficielles permet de calculer la capacité portante et les tassements de fondations superficielles, semelles ou remblais, selon trois (3) référentiels :

- Fascicule 62 titre V,
- DTU 13.2,
- Norme NF P 94.261 (Eurocode 7),

A ces référentiels sont associés suivant les calculs aux différentes méthodes adaptées (Terzaghi & Peck, Peck & Bazaraa, Burland, Schmertmann, Meyerhoff...). Le choix de ces méthodes est fonction du calcul à effectuer et du type d'essais à disposition. Selon les données d'entrée disponibles, ce module offre le choix d'utiliser :

- la méthode pressiométrique,
- la méthode œdométrique,
- l'essai au pénétromètre statique,
- l'essai au pénétromètre dynamique
- l'essai SPT,
- les essais en laboratoire.

Ce logiciel permet de réaliser des calculs paramétriques : tassements pour différentes largeurs de semelle, etc. L'étude que nous avons en charge ne concerne que les fondations superficielles donc nous aurons qu'à utiliser cette partie du logiciel.

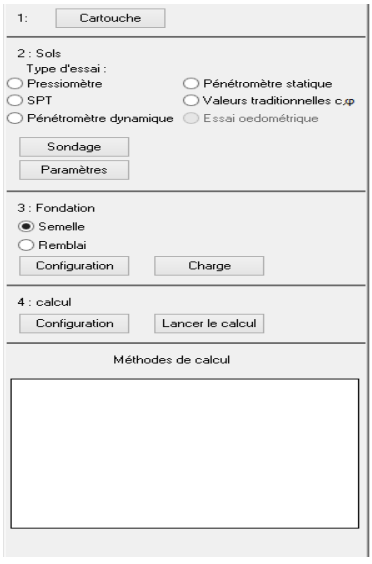


Figure 5-2 : *Paramétrage et choix de méthode*

5.1.1.2 *GEOFOND Fondations Profondes*

Le logiciel GEOFOND permet également de calculer la capacité portante de fondations profondes en laissant le choix à l'utilisateur parmi les référentiels existants : le Fascicule 62 titre V, le DTU 13.2 et les normes d'application française de l'Eurocode 7, en l'occurrence la norme NF P 94.262. Les tassements sont calculés par la méthode de Frank & Zhao, en fonction du type d'essais à disposition : pressiomètre ou pénétromètre statique.

Un module « groupe de pieux » a été associé aux fondations profondes, il permet de vérifier les déplacements, les efforts et les moments maximums dans un groupe de pieux. Il permet aussi de calculer la capacité portante et le tassement de sol renforcés par des colonnes ballastées, et ce par différentes méthodes, telles que celles de PRIEBE, COPREC-SOFFONS, FHWA etc. Le calcul du tassement de sols renforcés par des inclusions rigides a également été ajouté.

5.1.1.3 *Le calcul*

GEOFOND offre la possibilité de réaliser des calculs paramétriques, le logiciel effectue des calculs en série et permet de connaître l'influence des différents paramètres du modèle. Il permet également une approche des capacités portantes et tassements par les méthodes probabilistes, c'est-à-dire non pas sous forme d'une valeur déterministe, mais sous forme d'une distribution gaussienne, afin de pouvoir retenir des valeurs de capacités portantes ou de tassements en fonction d'une probabilité de dépassement.

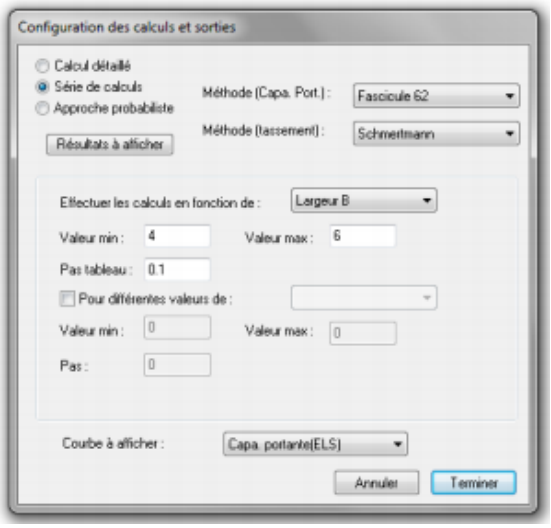


Figure 5-3 : *Configuration des calculs et sorties*

5.1.2 Données de simulation

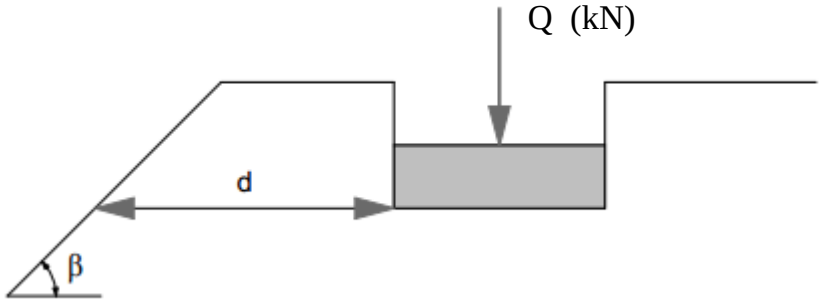


Figure 5-4 : *Schéma de la fondation sous Geofond*

Tableau 5-1 : Donnée de simulation via Geofond : site d'Issaba

Issaba					
Caractéristiques		Cas1 (0-0,5m)	Cas2 (0,5-1m)	Cas3 (1-1,5m)	Cas4 (1,5-2m)
Sol	Cohésion (kPa)	29,2	20	14,2	21,9
	Angle de flottement (°)	0	2,8	5,2	2,1
	Poids volumique humide (kN/m^3)	16,59	15,71	16,82	16,48
	Poids volumique saturé (kN/m^3)	17,16	15,71	16,82	16,48
Fondation	TF (m)	0,5	1	1,5	2
	TN (m)	0,5	1	1,5	2
	Forme	Rectangulaire	Rectangulaire	Rectangulaire	Rectangulaire
	Largeur (m)	0,8	0,8	0,8	0,8
	Longueur (m)	1,2	1,2	1,2	1,2
	Diamètre (m)	.	.	.	.
	β (°)	0	0	0	0
	d (m)	0	0	0	0
Charge	Intensité Q (kN)	200	200	200	200
	Excentrement e (m)	0	0	0	0
	i (°)	0	0	0	0

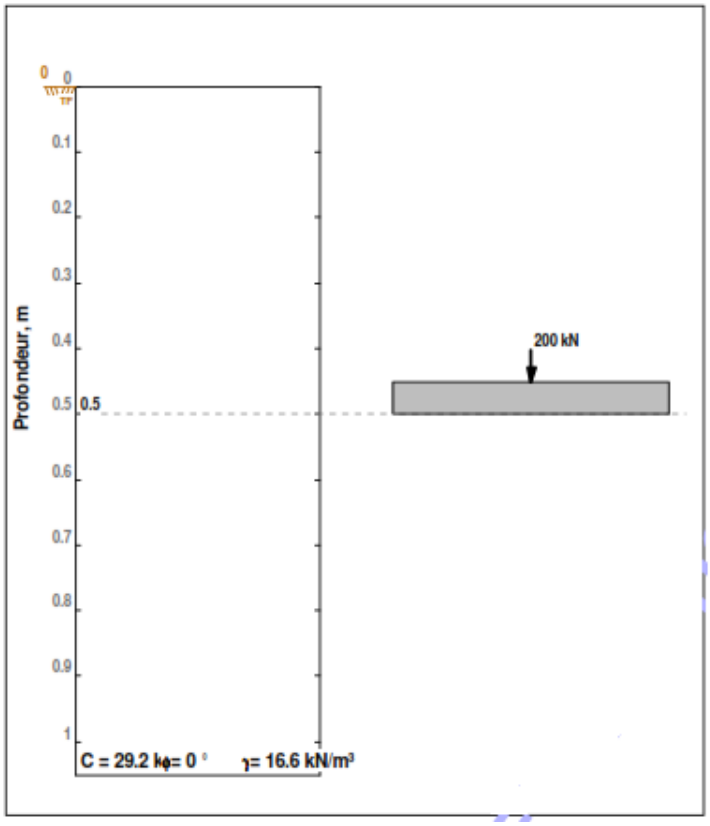
Tableau 5-2 : Donnée de simulation via Geofond : site d'Ahoyèyè

Ahoyèyè					
Caractéristiques		Cas1 (0-0,5m)	Cas2 (0,5-1m)	Cas3 (1-1,5m)	Cas4 (1,5-2m)
Sol	Cohésion (kPa)	43,2	47,1	43,4	73
	Angle de flottement (°)	1,3	2,9	3,3	7,3
	Poids volumique humide (kN/m3)	16,7	16,46	16,91	16,16
	Poids volumique saturé (kN/m3)	17,06	16,51	16,91	16,94
Fondation	TF (m)	0,6	1,2	1,8	2,3
	TN (m)	0,6	1,2	1,8	2,3
	Forme	Rectangulaire	Rectangulaire	Rectangulaire	Rectangulaire
	Largeur (m)	0,8	0,8	0,8	0,8
	Longueur (m)	1,2	1,2	1,2	1,2
	Diamètre (m)	.	.	.	.
	β (°)	0	0	0	0
	d (m)	0	0	0	0
Charge	Intensité Q (kN)	200	200	200	200
	Excentrement e (m)	0	0	0	0
	i (°)	0	0	0	0

5.1.3 Résultats et discussions

Par le biais du logiciel Geofond nous avons effectué quelques dimensionnements de semelle isolée. Pour ce fait nous avons considéré une charge de 200 kN à l'état limite ultime et une semelle isolée de dimensions : largeur 0,8 m ; longueur 1,2 m ; centré et sans inclinaison pour chaque profondeur afin d'évaluer et d'interpréter la capacité portante du sol à chaque profondeur et pour chaque site.

5.1.3.1 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 0 à 0,5 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m

Aire : 0.96 m²

Encastrement : 0.5 m

Base de la fondation : 0.5 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 16.6 KN/m^3

Contrainte verticale finale q'0 : 8.29 kPa (calculée)

Données :

N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

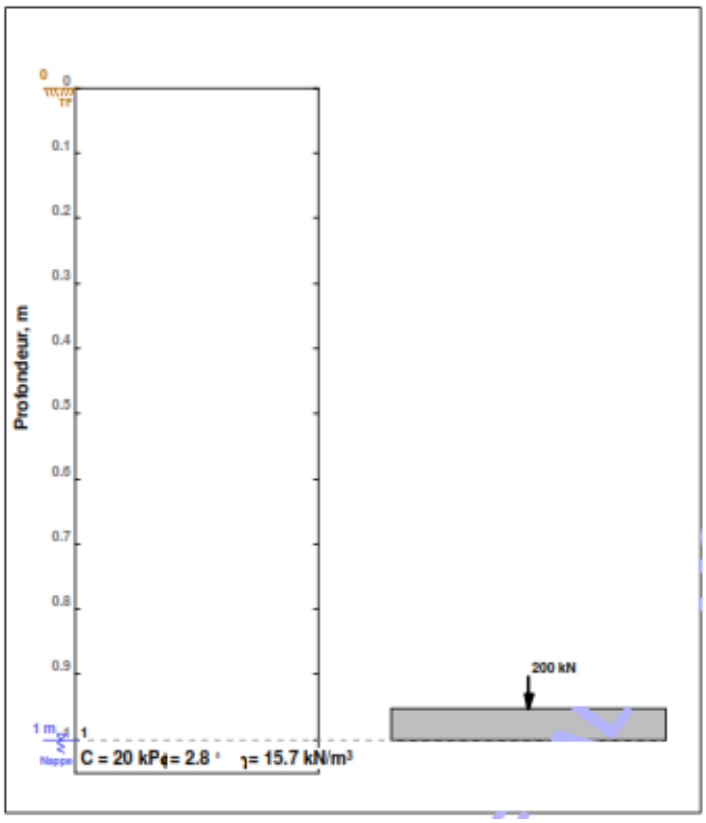
Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 5.14, Nq = 1, Nγ = 0, γ' (poids volumique effectif) = 16.6 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	s_c	I_c	s_q	i_q	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	208.3	208.3	208.3	1.13	1	1	1	0.8	178	93.4 non vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba**	**FIGURE A1**
	Argile gonflante Issaba Profondeur 0 à 0,5 m	

5.1.3.2 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 0,5 à 1 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m

Aire : 0.96 m²

Encastrement : 1 m

Base de la fondation : 1 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 15.7 kN/m3

Contrainte verticale finale q'0 : 15.7 kPa (calculée)

Profondeur de la nappe : 1 m/ TN

Données :

N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

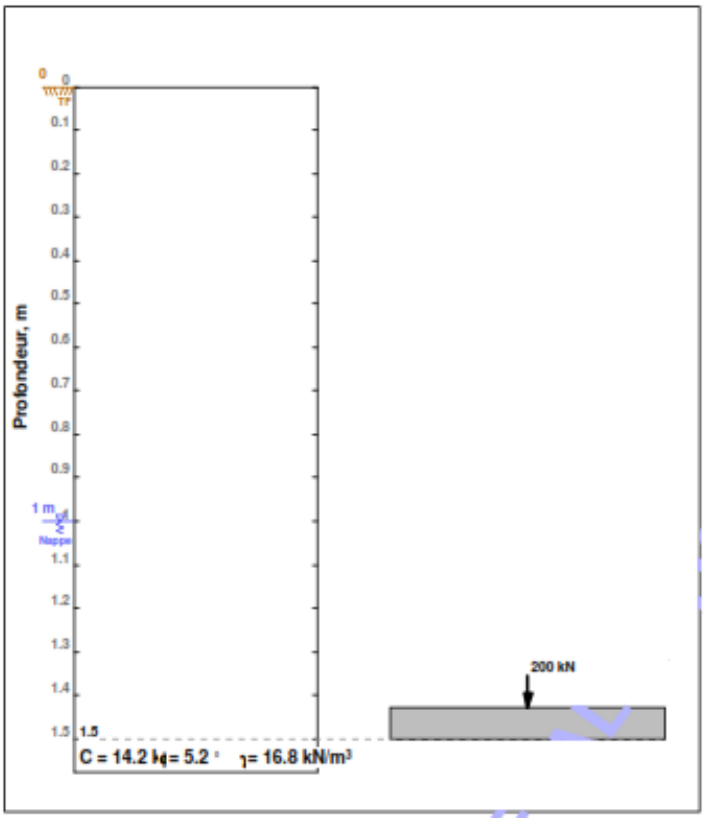
Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 5.84, Nq = 1.29, Nγ = 0.056, γ' (poids volumique effectif) = 5.71 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	s_c	I_c	s_q	i_q	s_γ	i_γ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	208.3	208.3	208.3	1.13	1	1	1	0.867	1	0.8	140	72,8 non vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba**	**FIGURE A2**
	Argile gonflante Issaba Profondeur 0,5 à 1,0 m	

5.1.3.3 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 1 à 1,5 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m

Aire : 0.96 m²

Encastrement : 1.5 m

Base de la fondation : 1.5 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 16.8 kN/m^3

Contrainte verticale finale q'0 : 20.2 kPa (calculée)

Profondeur de la nappe : 1 m/ TN

Données :

N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

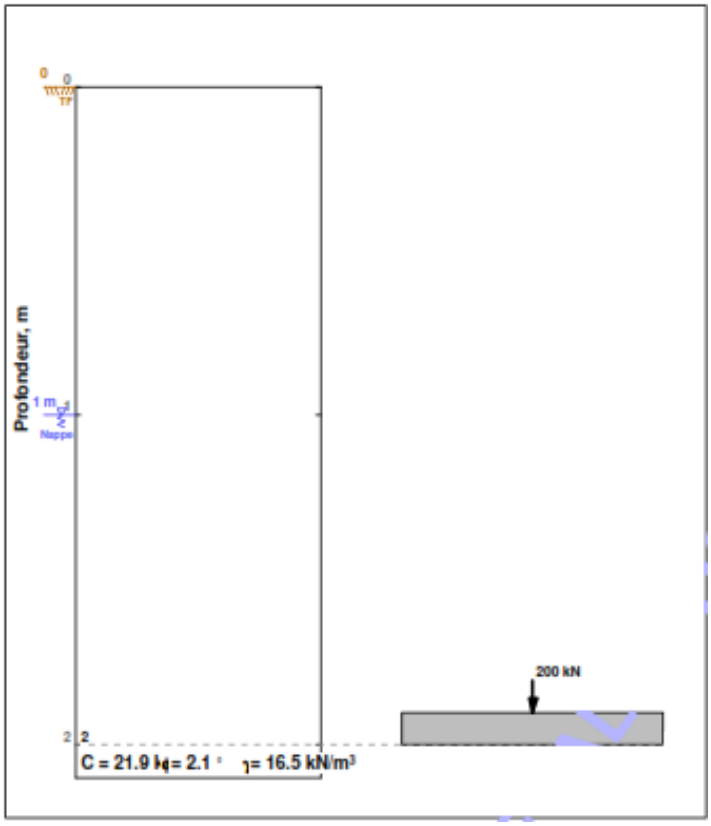
Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 5.14, Nq = 1, Nγ = 0, γ' (poids volumique effectif) = 16.6 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	s_c	I_c	s_q	i_q	s_γ	i_γ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	208.3	208.3	208.3	1.13	1	1	1	0.867	1	0.8	122	66.1 non vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba**	**FIGURE A3**
	Argile gonflante Issaba Profondeur 1,0 à 1,5 m	

5.1.3.4 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 1,5 à 2 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m

Aire : 0.96 m²

Encastrement : 2 m

Base de la fondation : 2 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 16.5 kN/m^3

Contrainte verticale finale q'0 : 23 kPa (calculée)

Profondeur de la nappe : 1 m/TN

Données :

N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

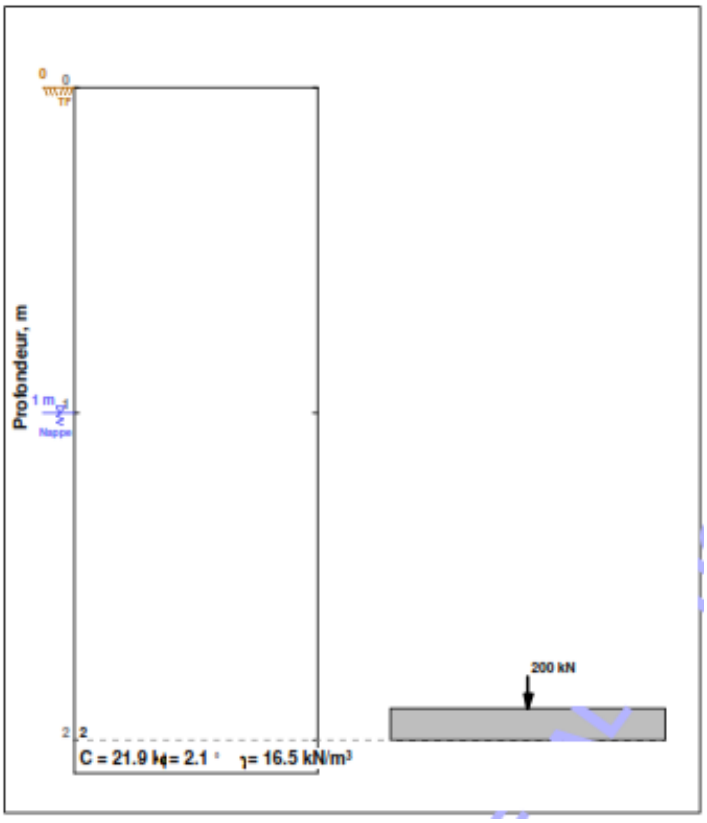
Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 5.66, Nq = 1.21, Nγ = 0.042, γ' (poids volumique effectif) = 6.48 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	s_c	I_c	s_q	i_q	s_γ	i_γ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	208.3	208.3	208.3	1.13	1	1	1	0.867	1	0.8	156	84,6 non vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba**	**FIGURE A4**
	Argile gonflante Issaba Profondeur 1,5 à 2 m	

5.1.3.5 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 1,5 à 2 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 1.5 m, Longueur : 1.8 m

Aire : 2.7 m²

Encastrement : 2 m

Base de la fondation : 2 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 16.5 kN/m^3

Contrainte verticale finale q'0 : 23 kPa (calculée)

Profondeur de la nappe : 1 m/TN

Données :

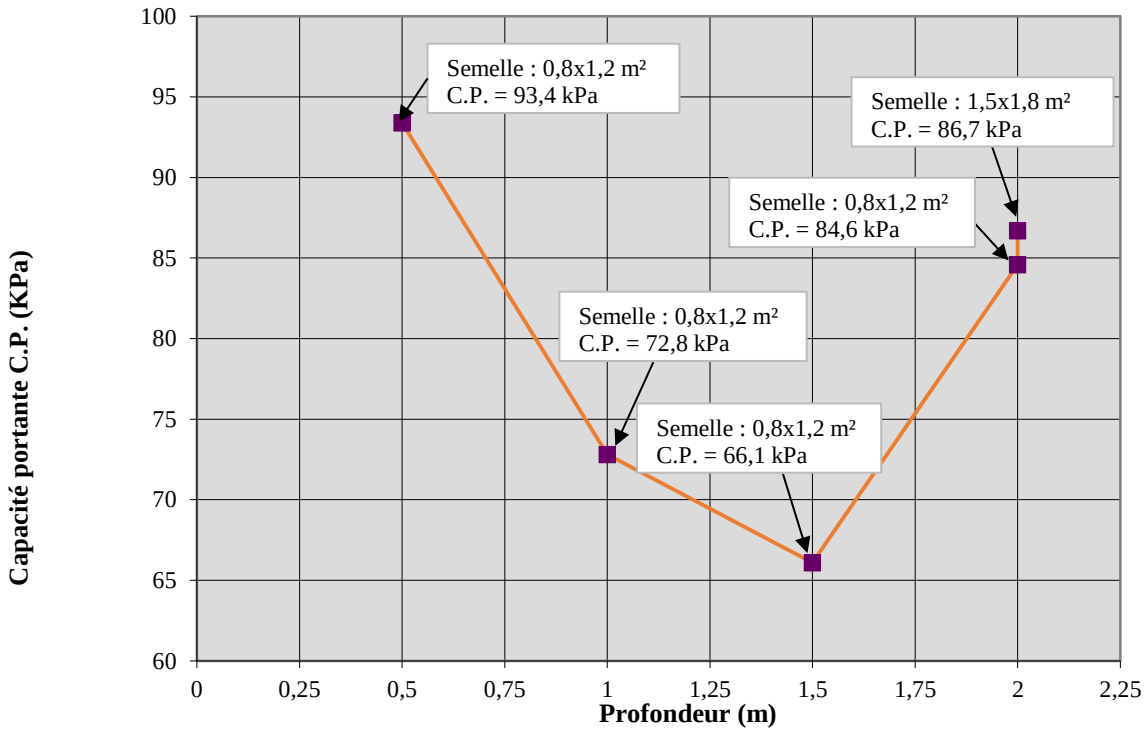
N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 5.66, Nq = 1.21, Nγ = 0.042, γ' (poids volumique effectif) = 6.48 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	s_c	I_c	s_q	i_q	s_γ	i_γ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	74.07	74.07	74.07	1.17	1	1	1	0.833	1	1.5	160	86.7 vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba**	**FIGURE A4'**
	Argile gonflante Issaba Profondeur 1,5 à 2 m	

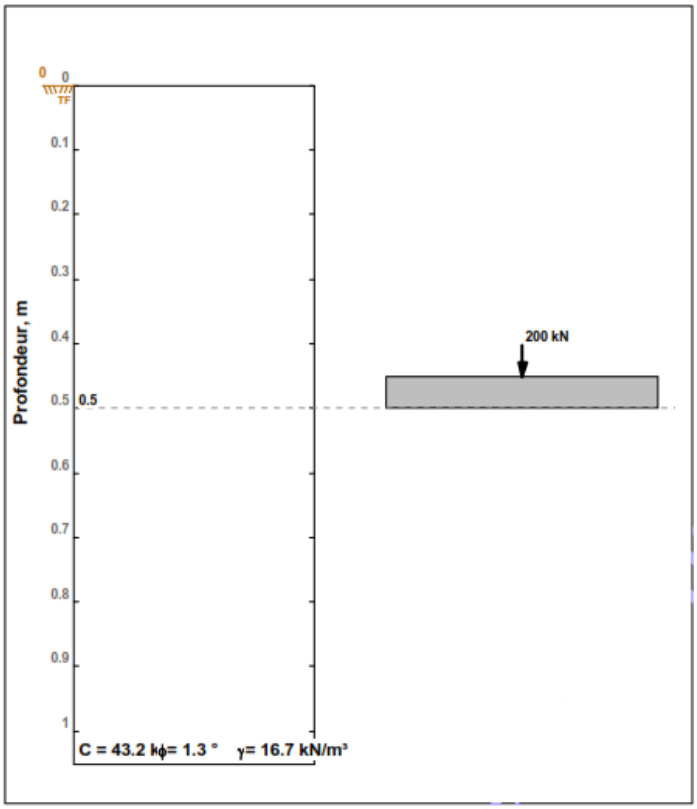


Graphe 5-1 : *Courbe de la capacité portante en fonction de la profondeur de l'argile d'Issaba*

D'après le Graphe ***5-1*** nous pouvons constater l'évolution de la capacité portante en fonction de la profondeur. Nous pouvons conclure que pour le site d'Issaba la capacité portant évolue en dent de scie avec la profondeur. Cela est dû aux paramètres (Cohésion C, l'angle de flottement φ, le poids volumique humide γ_h et le poids volumique saturé γ_{sat}) du sol qui varie avec la profondeur.

NB : Du fait qu'à 2 m de profondeur la capacité portante n'est pas verifié pour les dimensions de la semelle choisie, nous avons cherché pour quelle dimension de semelle la capacité portante sera vérifié ce qui explique le dimensionnement de la figure A4'.

5.1.3.6 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè : profondeur 0 à 0,5 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m

Aire : 0.96 m²

Encastrement : 0.5 m

Base de la fondation : 0.5 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 16.7 kN/m^3

Contrainte verticale finale q'0 : 8.35 kPa (calculée)

Données :

N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

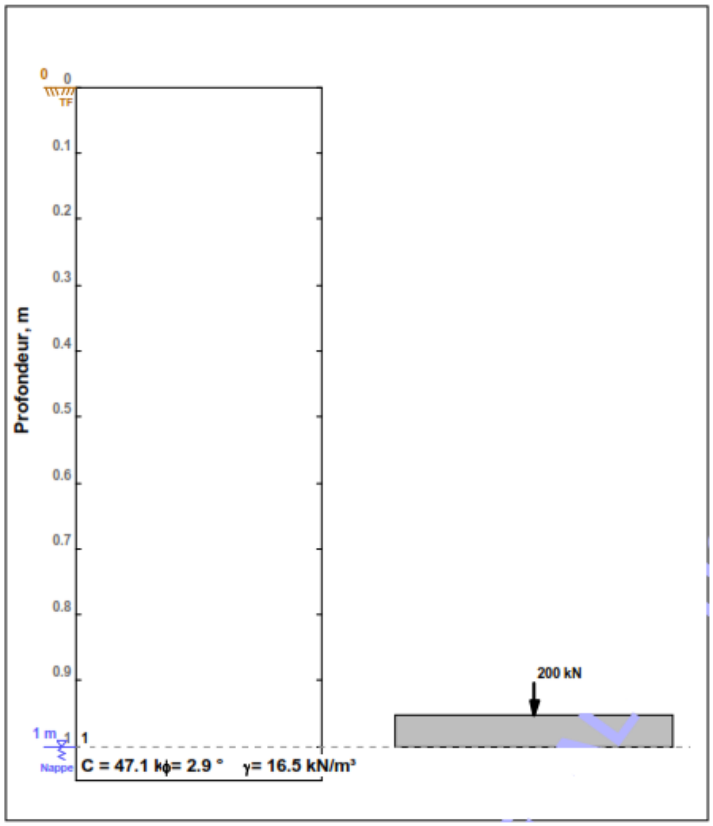
Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 5.45, Nq = 1.12, Nγ = 0.026, γ' (poids volumique effectif) = 16.7 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	s_c	I_c	s_q	i_q	s_γ	i_γ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	208.3	208.3	208.3	1.13	1	1	1	0.867	1	0.8	277	142 non vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè**	**FIGURE A5**
	Argile gonflante Ahoyèyè Profondeur 0 à 0,5 m	

5.1.3.7 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè : profondeur 0,5 à 1 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m

Aire : 0.96 m²

Encastrement : 1 m

Base de la fondation : 1 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 16.5 kN/m^3

Contrainte verticale finale q'0 : 16.5 kPa (calculée)

Profondeur de la nappe : 1 m/TN

Données :

N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

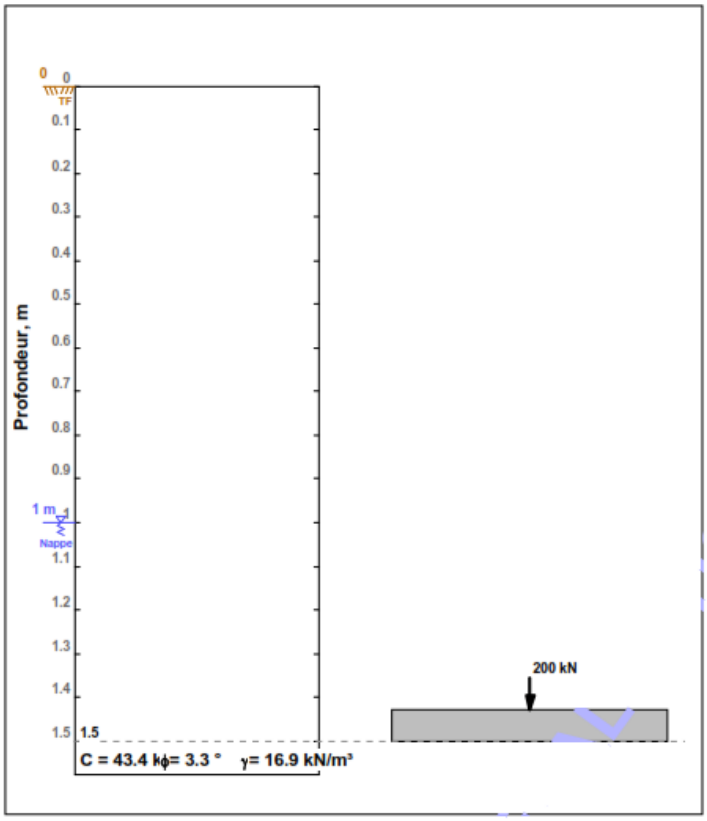
Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 5.87, Nq = 1.3, Nγ = 0.058, γ' (poids volumique effectif) = 6.51 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	s_c	I_c	s_q	i_q	s_γ	i_γ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	208.3	208.3	208.3	1.13	1	1	1	0.867	1	0.8	322	164 non vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè**	**FIGURE A6**
	Argile gonflante Ahoyèyè Profondeur 0,5 à 1 m	

5.1.3.8 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè : profondeur 1 à 1,5 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m

Aire : 0.96 m²

Encastrement : 1.5 m

Base de la fondation : 1.5 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 16.9 kN/m^3

Contrainte verticale finale q'0 : 20.4 kPa (calculée)

Profondeur de la nappe : 1 m/TN

Données :

N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

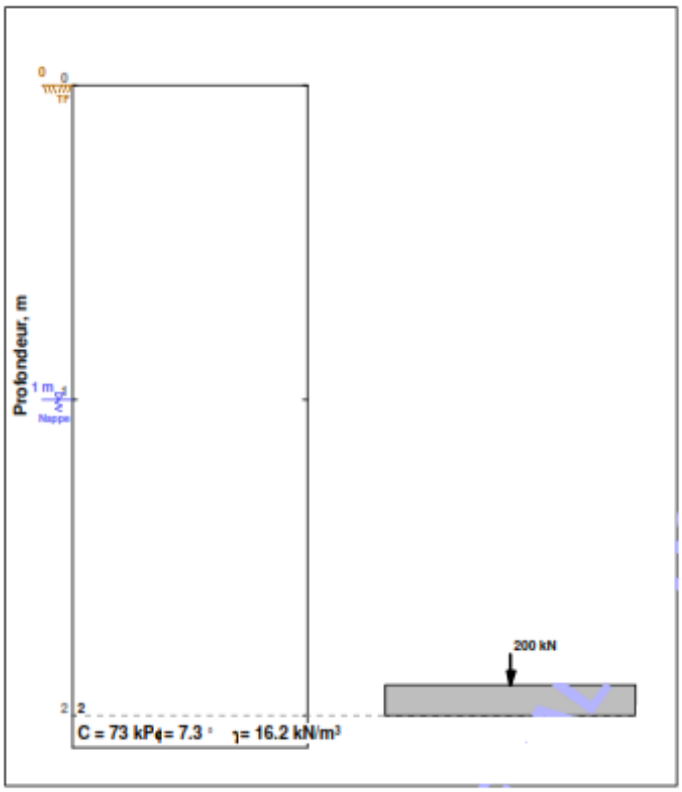
Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 5.98, Nq = 1.35, Nγ = 0.066, γ' (poids volumique effectif) = 6.91 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	s_c	I_c	s_q	i_q	s_γ	i_γ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	208.3	208.3	208.3	1.13	1	1	1	0.867	1	0.8	308	159 non vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè**	**FIGURE A7**
	Argile gonflante Ahoyèyè Profondeur 1 à 1,5 m	

5.1.3.9 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè : profondeur 1,5 à 2 m*



Fondation : Semelle rectangulaire

Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m

Aire : 0.96 m²

Encastrement : 2 m

Base de la fondation : 2 m

Paramètres des sols

Poids des terres au-dessus de la fondation : après travaux = 16.2 kN/m^3

Contrainte verticale finale q'0 : 22.3 kPa (calculée)

Profondeur de la nappe : 1 m/TN

Données :

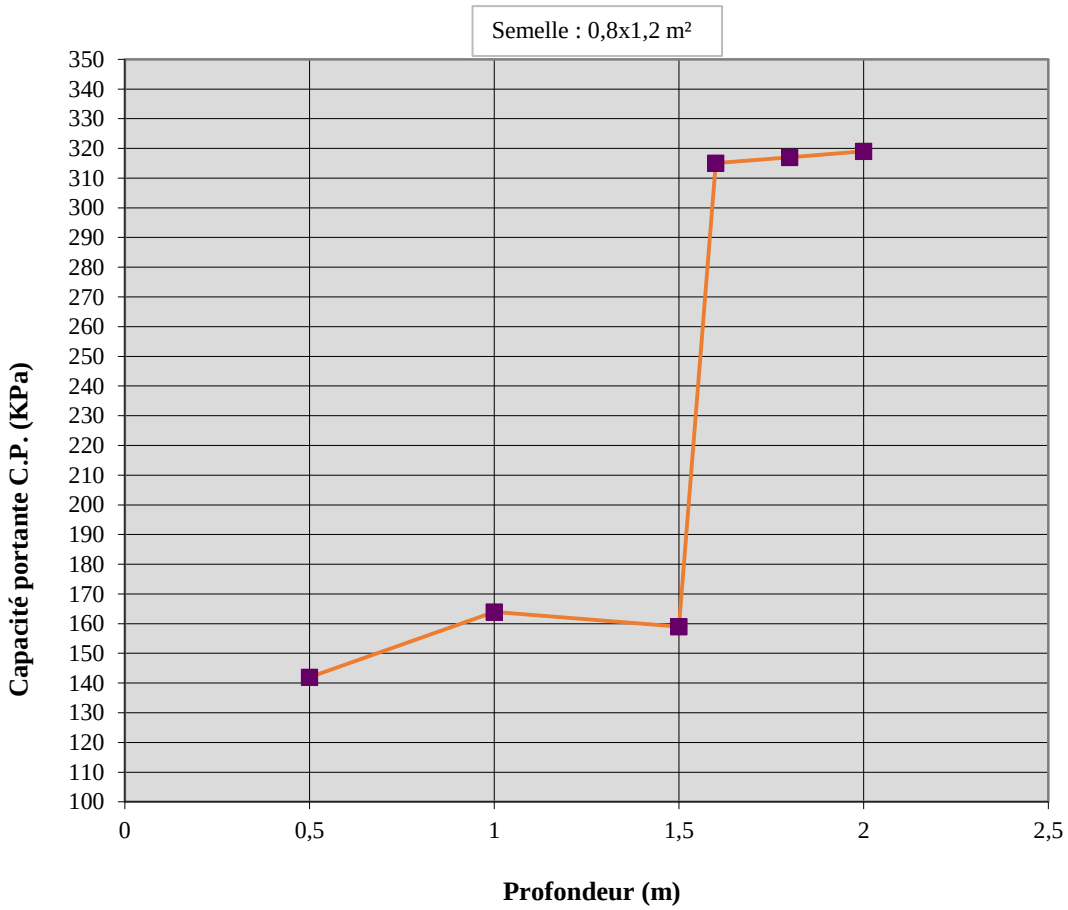
N °	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e (m)	V_d(kN)	H_d(kN)	M (kN.m)
1	ELU	200	0	0	200	0	0

Capacité portante suivant le DTU 13.12 :

Nc = 7.27, Nq = 1.93, Nγ = 0.284, γ' (poids volumique effectif) = 6.16 kN/m3

N °	q_{min}(kPa)	q_{max}(kPa)	q_{ref}(kPa)	S_c	I_c	s_q	i_q	s_γ	i_γ	B_c(m)	q_u(kPa)	C.P. (kPa)
1	208.3	208.3	208.3	1.13	1	1	1	0.867	1	0.8	626	319 vérifié

Mémoire _ MG2I 21/02/2021 19:20	**Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè**	**FIGURE A8**
	Argile gonflante Ahoyèyè Profondeur 1,5 à 2 m	



Graphe 5-2 : *Courbe de la capacité portante en fonction de la profondeur de l'argile d'Ahoyèyè*

D'après le Graphe ***5-2*** nous pouvons constater l'évolution de la capacité portante en fonction de la profondeur. Nous pouvons conclure que pour le site d'Ahoyèyè la capacité portant évolue en dent de scie avec la profondeur. Cela est dû aux paramètres (Cohesion C, l'angle de flottement φ, le poids volumique humide γ_h et le poids volumique saturé γ_{sat}) du sol qui varie avec la profondeur.

5.2 Le logiciel Plaxis

5.2.1 L'originalité du logiciel Plaxis

Plaxis 2D est un outil puissant et convivial pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 2D (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches). Ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, remblais et barrages, digues, fondations, tunnels, etc. Conçu par des géotechniciens numériciens, Plaxis est un code d'éléments finis qui représente

certainement une option actuelle sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. C'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné. Fonctionnalités principales du logiciel sont :

- Étalonnez avec précision les modèles de matériaux
- Interopérabilité avancée avec l'écosystème Bentley
- Automatisez les tâches pour gagner en efficacité grâce aux scripts Python
- Importez des fichiers CAO pour une modélisation simplifiée, afin de gagner du temps
- Renforcez la fiabilité grâce à une bibliothèque de modèles constitutifs prééminente
- Accédez à davantage de fonctionnalités grâce à l'analyse de sensibilité et à la variation des paramètres.

5.2.2 Les points forts de plaxis 2D

Le logiciel PLAXIS 2D effectue une analyse des éléments finis bidimensionnels de déformation et de stabilité dans le génie géotechnique et la mécanique rocheuse. Ces points forts sont les suivants :

- **convivialité de l'interface** (Windows©), pour la saisie des données, la définition des phases de projets et l'analyse des résultats ;
- **génération automatique des maillages ;**
- des jeux prédéfinis de **lois de comportement de sol** (linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, …) et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- couplage avec les calculs **d'écoulement et de consolidation ;**
- prise en compte des **éléments de structure** et de **l'interaction sol-structure** ;
- calcul de **coefficients de sécurité (procédure c/phi réduction).**

5.2.3 Les options par défaut et les solutions approchés

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des faits de l'outil pour propulser le projet de la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu réalise une tâche précise, bien définie et est évidemment figée. Mais la diversité des branches rend l'outil extrêmement souple.

5.2.3.1 Le maillage

Les options par défaut commencent dès le maillage : si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran (le maillage généré automatiquement : ce qui est un point fort de Plaxis), mais l'opérateur peut aussi bien entendu spécifier un maillage très détaillé : paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh » menu.

5.2.3.2 Les conditions aux limites

Il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui fixent un déplacement dans une direction donnée ou celles qui imposent une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force repartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.). De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si elles sont complexes, l'ingénieur géotechnicien devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut les réalisées automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être matérialisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 (coefficient des terres au repos) donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante-et réaliste- dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

5.2.3.3 Les pressions interstitielles

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis. Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes

permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

5.2.3.4 La conduite des calculs non linéaires

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de la taille d'étape de chargement, du nombre d'étapes, de rigidité d'interface, du nombre de nœud, de la méthode de résolution, … ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différence finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

5.2.3.5 Le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité résume en une seule information une quantité considérable de données expérimentale ou non. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui conduit à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

5.2.4 Les modèles de comportement utilisés dans plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

Du fait que l'un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente ; en ce sens que Plaxis peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficients quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc.…), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas : on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft-Soil-Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation : dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

5.2.4.1 Comportement élasto-plastique

Un matériau élasto-plastique est caractérisé par un seuil d'écoulement au-dessous duquel le comportement est purement élastique, alors qu'une fois celui-ci atteint la

déformation n'est plus réversible. En toute rigueur, cette dernière est indépendante du temps : elle n'évolue pas si la charge est maintenue constante, elle ne disparaît pas progressivement après décharge. De même, le seuil n'est pas fonction de la vitesse de déformation. Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K, pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (Figure 5-5).

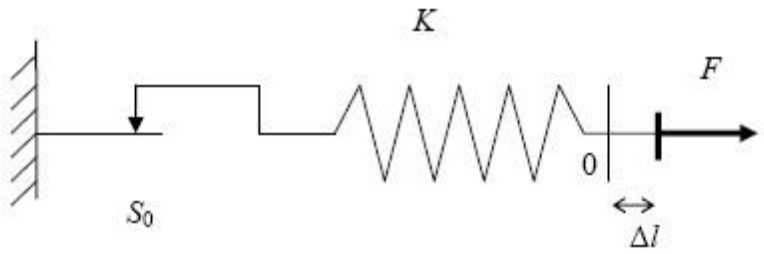


Figure 5-5: *Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.*

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la Figure 5-6.

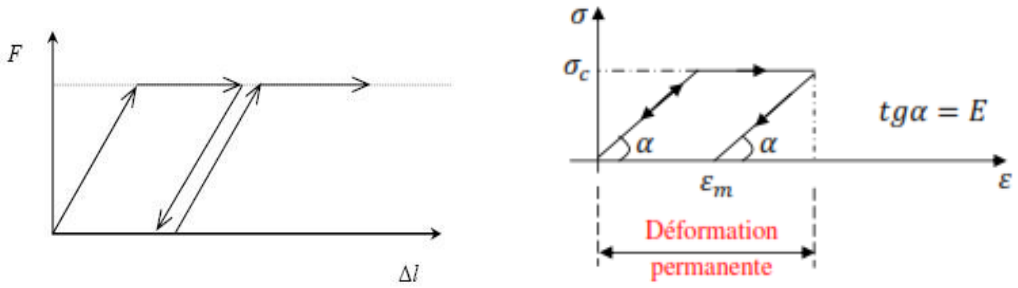


Figure 5-6 : *Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.*

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les Figure 5-5 et 5-6 est un comportement élastique- plastique sans écrouissage. La Figure 5-7 représente un comportement élastique- plastique avec écrouissage.

5.2.4.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé est classique. Les tableaux de rentrée des données dans Plaxis (Figure 5-8) demandent le module de Young E, le coefficient de poisson v, le module de cisaillement G et le module oedométriques. L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (Gu=G'), ce qui n'est pas le cas des

modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part Ku est infini (correspondant à ν_{ur} =0.5) et il est moins courant d'emploi. Le module de cisaillement G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques (Brinkgereve R.B.J. & Vermeer **P.A**). D'autre part il existe également des relations qui lient les modules : on passe de G à E par la relation : E = 2 G (1+ν) et du module oedometrique au module d'élasticité drainé E' par la relation

$$E = Eoed\,\frac{(1+\nu')(1-2\nu\prime)}{(1-\nu')} \quad (5\text{-}1)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

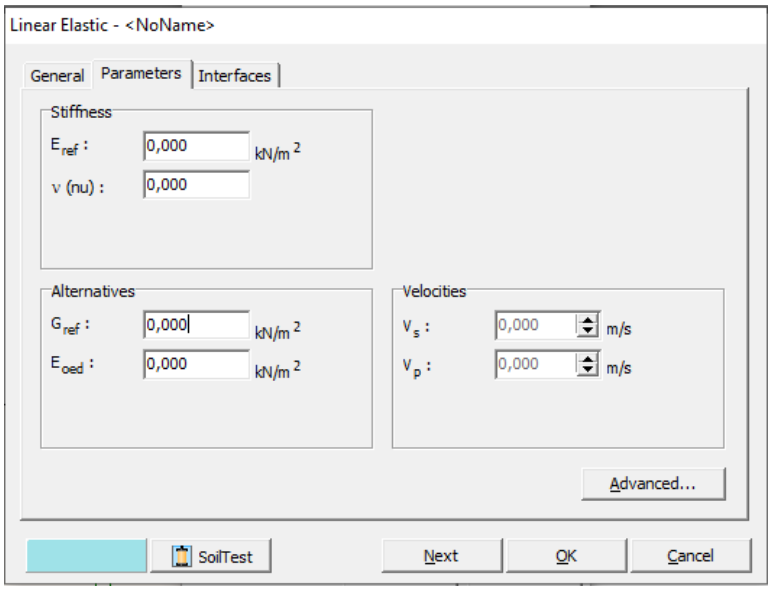


Figure 5-7 : *Interface de saisie des paramètres du sol dans le modèle élastique linéaire*

5.2.4.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par : $\tau = \sigma_n \tan\upsilon + c$ où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales

et de cisaillement, et *c* et *υ* respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure 5-8).

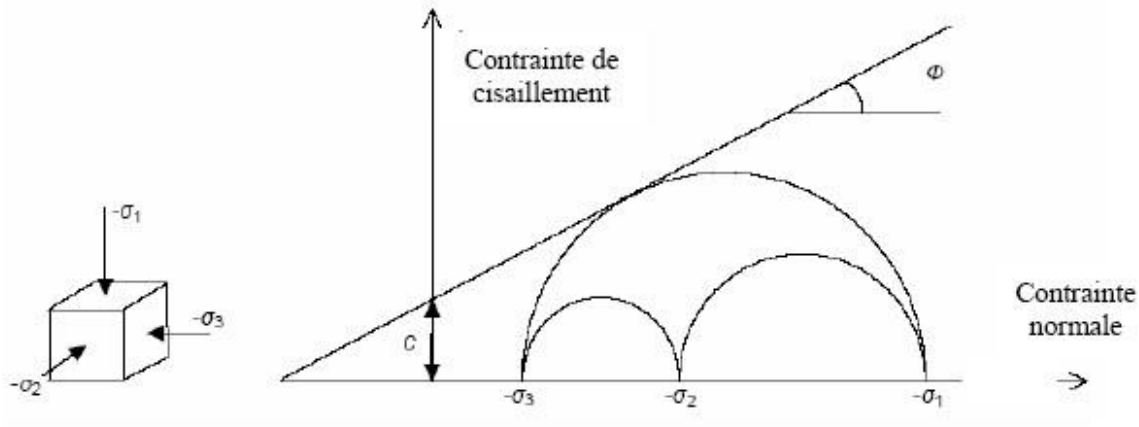


Figure 5-8 : *Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb*

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (Figure 5-9). Les deux premiers sont E et *ν* (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont c, φ et ψ respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes sont souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires aux calculs de déformation ou de stabilité.

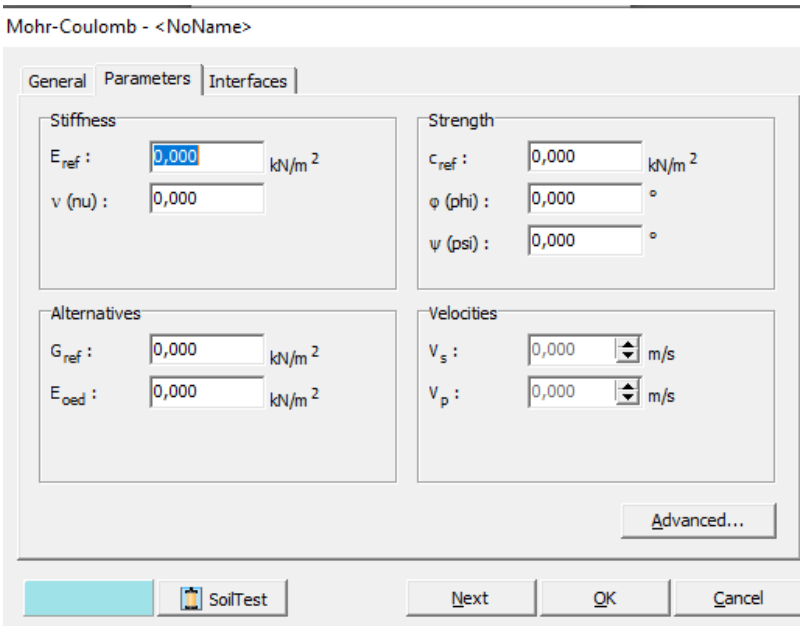


Figure 5-9 : *Interface de saisie des paramètres du sol dans le modèle Mohr-Coulomb*

5.2.4.4 Modèle pour sols mous « Soft Soil Model (S.S.M) »

Le modèle pour sol mou (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

NB : Le modèle Soft Soil Model *(*SSM) n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb. De plus ce modèle ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et Φ.

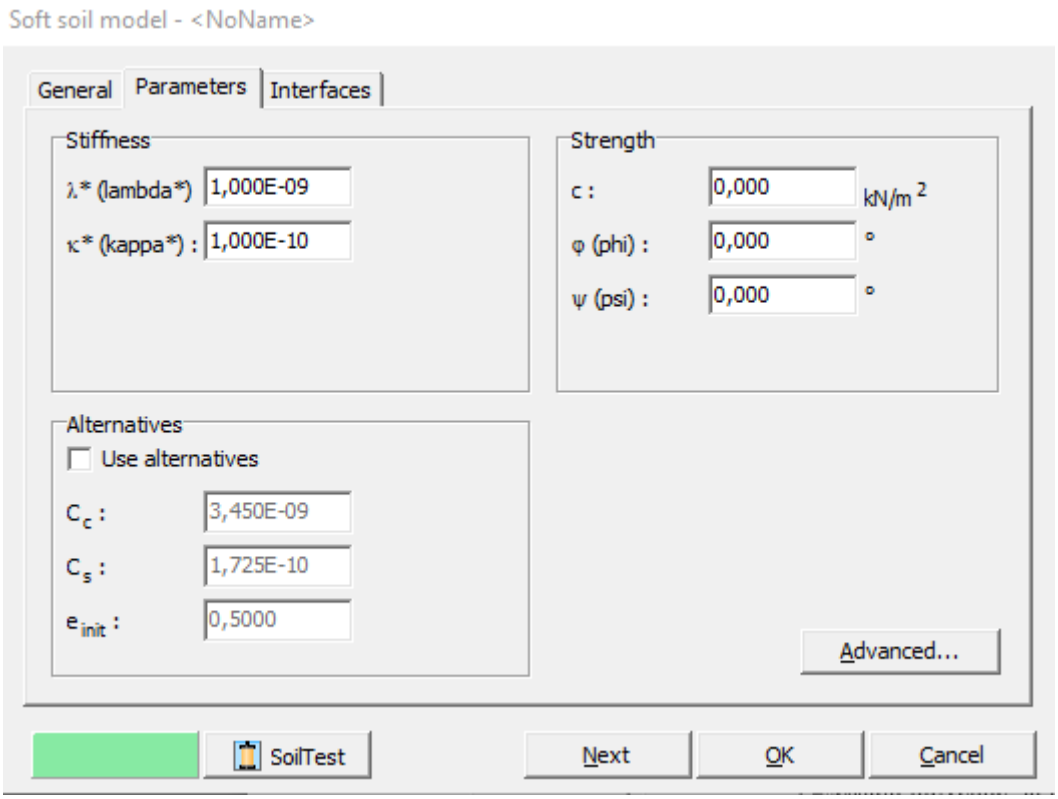


Figure 5-10 : *Interface de saisie des paramètres du sol dans le modèle Soft Soil Model (S.S.M)*

5.2.4.5 Modèle de sol avec écrouissage « Hardening Soil Model (H.S.M) »

Le modèle **Hardening Soil (**HSM) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliore les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

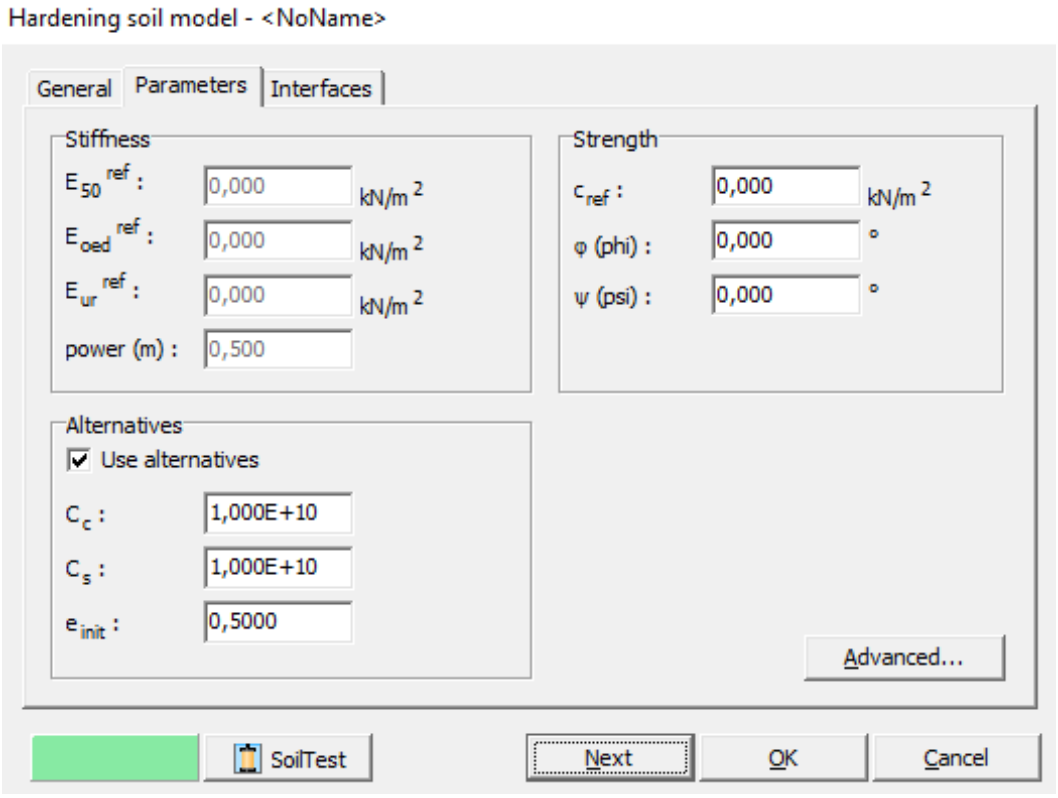


Figure 5-11 : *Interface de saisie des paramètres du sol dans le modèle Hardening Soil Model (H.S.M)*

5.2.4.6 Modèle défini par l'utilisateur

User-Defined Model permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS. Pour une description plus détaillée de cette option, l'utilisateur de Plaxis peut consulter le manuel des modèles de matériaux (Material Models Manual).

5.2.5 Les paramètres fondamentaux de Plaxis

5.2.5.1 Le module de Young

Le module d'Young est utilisé dans Plaxis comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G max mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture car en mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_o et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_o (Figure 5-12). Pour des argiles très consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_o alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50}. L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte.

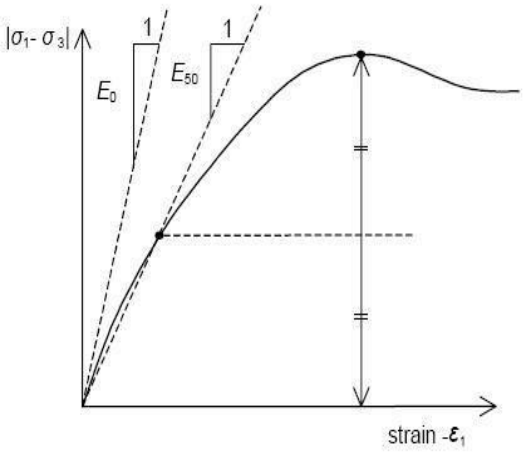


Figure 5-12 : *Définition du module initiale* E_o *et du module à 50% de la rupture* E_{50}.

Le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement pour les sols. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en termes de module d'Young est généralement plus petite pur des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de Plaxis. Dans les boites de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

5.2.5.2 Le coefficient de poisson

Dans des cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'utiliser une valeur initiale aussi faible du coefficient de poisson (ν), mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général, de telles valeurs peuvent être aussi utilisées pour des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle. On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable. Dans le cas d'un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson et de sélectionner *Undrained* comme type de comportement. De cette façon, PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé, implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. L'utilisation des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas

suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

5.2.5.3 L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier). On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (Figure 5-8).

5.2.5.4 La cohésion

Dans Plaxis, il est utile d'attribuer, même à des matériaux purement flottants, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa ou prendre C>0,02 kPa) pour des questions numériques afin d'éviter des complications aux utilisateurs peu expérimentés car PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion (c=0), mais certaines options ne fonctionneront pas bien.

De plus pour les analyses en comportement non drainé avec υ_u=0, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en KPa/m).

5.2.5.5 L'angle de dilatance (Ψ)

L'angle de « dilatance » noté Ψ est donné en degré. Les sols argileux ne présentent aucune dilatance (ψ=0) sauf pour des couches très surconsolidées. La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi \approx \varphi$-30 ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\Psi = \varphi - 30°$ pour $\varphi > 30°$ (5-2)

$\Psi = 0°$ pour $\varphi < 30°$ (5-3)

Les cas où $\Psi<0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi=0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

5.2.5.6 Les paramètres de compressibilité

L'indice de compressibilité Cc et l'indice de gonflement Cs décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme, ce qui conduit à modifier la définition de Cc et Cs en λ et K dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors λ^*et k^*. Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du Tableau 5-3. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de cam-Clay sont indiquées Tableau 5-3:

Tableau 5-3 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k.

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollondais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2{,}3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1{,}3 \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

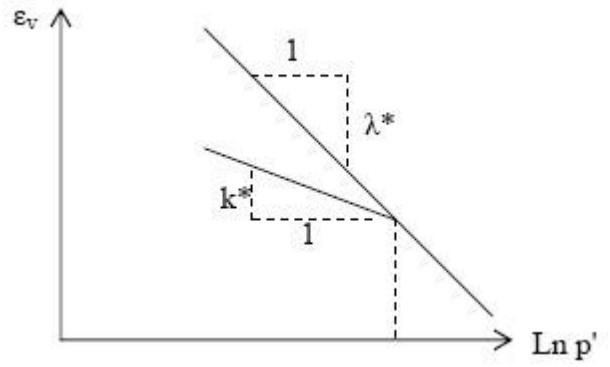


Figure 5-13 : *Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.*

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme de la contrainte axiale.

5.2.5.7 La Prise en compte de la surconsolidation

Plaxis calcule la pression de préconsolidation σ'p à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) qui est le rapport de la pression de préconsolidation et la contrainte effective de surcharge ou le poids des terres de préconsolidation (POP)(Pre Overburden Pressure).

5.2.5.8 Les paramètres avancés

Pour tenir compte des angles beta, alpha, coefficient de perméabilité et des variations de l'indice des vides, on utilise les paramètres avancés

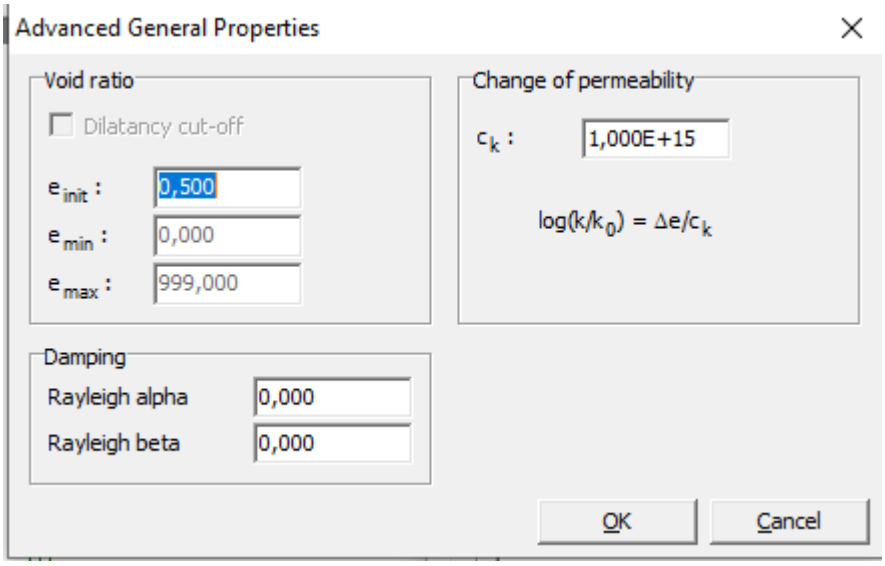


Figure 5-14 : *Interface de saisie des paramètres avancé du sol*

5.2.6 Présentation des différentes étapes de paramétrage

Ce sous chapitre est consacré à la présentation des différentes étapes du travail numérique effectué pour réaliser le modèle géotechnique, dit de référence dans le code de calcul plaxis.

Nous nous intéressons particulièrement aux fondations superficielles (semelle isolée) reposant sur une couche homogène d'argile gonflante. Nous étudions une semelle isolée par le biais d'une modélisation numérique en utilisant le logiciel PLAXIS 8.6.

5.2.6.1 Définition des données de simulation

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

5.2.6.1.1 La géométrie du modèle

La géométrie du modèle est présentée sur la figure 5-18 ; le projet est symétrique. Il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 6 m de largeur sur 8 m de profondeur. Concernant les conditions aux limites : on choisit les conditions aux limites par défaut, déplacement libre sur les deux cotés verticaux et bloque aux fonds.

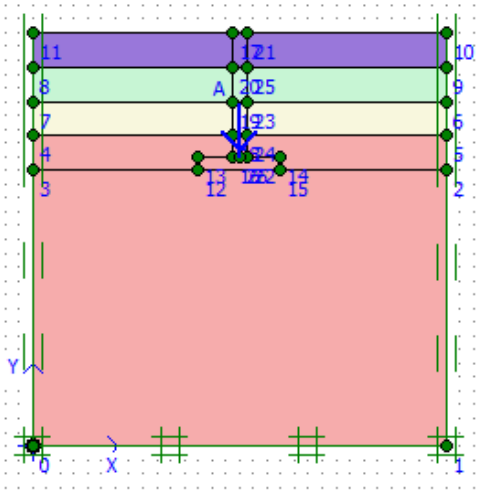


Figure 5-15 : *Modèle géométrique du projet.*

5.2.6.1.2 Caractéristiques des matériaux

5.2.6.1.2.1 Caractéristiques du massif de sol

Dans cette étude, nous avons supposé que la fondation superficielle repose sur une couche homogène d'argile gonflante de profondeur finie et que les couches supérieures

sont hétérogènes en argile. Dans un premier temps nous supposerons que le comportement de ces argiles sont régies par une loi élasto-plastique représentée par le modèle Mohr-Coulomb non drainé. Dans un second temps nous supposerons que le comportement de ces argiles sont régies par une loi élasto-plastique représentée par le modèle Hardening Soil Model (H.S.M) non drainé. Les paramètres de ces modèles utilisés dans la simulation sont rassemblés dans le Tableau 5-4 et Tableau 5-5.

Tableau 5-4 : Paramètres caractérisant l'argile gonflant utilisée pour le modèle Mohr-coulomb non drainé

Paramatre \ Site	**Issaba**				**Ahoyèyè**			
Profondeur (m)	0-0,5	0,5-1	1-1,5	1,5-2	0-0,5	0,5-1	1-1,5	1,5-2
Modèle et type de comportement	Mohr_coulomb non drainé							
Poids volumique saturé (KN /m^3)	17,16	15,71	16,82	16,48	17,06	16,51	16,91	16,94
Poids volumique non saturé (KN /m^3)	16,59	15,71	16,82	16,48	16,7	16,46	16,91	16,16
Module de Young *E* (KN /m^2)	1630	1550	1998	2220	3108	3626	4370	2890
Coefficient de Poisson ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Cohésion C (KN /m^2)	29,2	20	14,2	21,9	43,2	47,1	43,4	73
Angle de frottement (°)	0	2,8	5,2	2,1	1,3	2,9	3,3	7,3
Angle de dilatation (°)	0							
Facteur de rigidité de l'interface R_{inte}	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Coefficient de permeabilité K_x (m/jour)	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012
Coefficient de permeabilité K_y (m/jour)	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012

Tableau 5-5 : Paramètres caractérisant l'argile gonflant utilisée pour le modèle Hardening Soil Model non drainé

Paramatre / Site	**Issaba**				**Ahoyèyè**			
Profondeur (m)	0-0,5	0,5-1	1-1,5	1,5-2	0-0,5	0,5-1	1-1,5	1,5-2
Modèle et type de comportement	Hardening Soil Model (H.S.M) non drainé							
Poids volumique saturé (KN /m^3)	17,16	15,71	16,82	16,48	17,06	16,51	16,91	16,94
Poids volumique non saturé (KN /m^3)	16,59	15,71	16,82	16,48	16,7	16,46	16,91	16,16
Module de Young *E* (KN /m^2)	1630	1550	1998	2220	3108	3626	4370	2890
Coefficient de Poisson *ν*	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Cohésion C (KN /m^2)	29,2	20	14,2	21,9	43,2	47,1	43,4	73
Angle de frottement (°)	0	2,8	5,2	2,1	1,3	2,9	3,3	7,3
Angle de dilatation (°)	0							
Facteur de rigidité de l'interface R_{inte}	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Coefficient de permeabilité K_x (m/jour)	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012
Coefficient de permeabilité K_y (m/jour)	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012
Indice de compressibilité C_c	0,369	0,406	0,296	0,269	0,309	0,301	0,249	0,301
Indice de gonflement C_s	0,092	0,085	0,079	0,068	0,068	0,086	0,074	0,058
Indice des vides initiale e_{init}	1,137	1,129	0,834	0,736	1,110	0,881	0,795	1,103
Module oedométrique Eoed (kN/m²)	2200	2100	2700	3000	4200	4900	5900	3900

5.2.6.1.2.2 Caractéristiques de la fondation

Nous avons étudié le cas d'une semelle isolée en béton. Cette fondation est supposée soumise à un chargement ponctuel. Le béton de la fondation est supposé suivre un comportement de type élastique linéaire. Les propriétés de la semelle utilisée dans les calculs sont rassemblées dans le Tableau 5-6.

Tableau 5-6 : Caractéristique de la semelle isolée

Paramètre	**Site d'Issaba**	**Site d'Ahoyèyè**
Type de comportement	Elastique Linéaire	
Epaisseur équivalant d	0,20m	0,20m
Module de Young *E* (KN /m^2)	35000000	35000000
Coefficient de poisson ν	0,2	0,2

5.2.6.2 Génération du maillage

Lorsque le modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont appliquées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin d'effectuer le calcul par éléments finis. Le maillage d'éléments finis est une composition d'éléments finis. Les éléments fondamentaux de Plaxis sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou triangulaires à 6 nœuds. En plus de ces éléments, il y a des éléments particuliers pour le comportement des structures. PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers. Le massif de sol de notre projet a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type triangulaires à 15 nœuds. Le même type d'éléments a été adopté pour le maillage de la fondation, afin d'assurer un assemblage correct (Figure 5-15). Dans les zones où des concentrations de contraintes importantes ou de gradients importants de déformations sont attendues, il est souhaitable d'avoir un maillage d'éléments finis plus précis donc plus fin, alors que les autres parties de la géométrie n'ont pas besoin d'un maillage fin. Dès que le modèle géométrique inclut des arêtes et des coins d'éléments de structure une telle situation apparaît. Pour ces cas, PLAXIS utilise des paramètres locaux de finesse en plus du paramètre global. Un raffinement du maillage a été effectué : un maillage détaillé d'éléments finis, pour cela nous avons utilisé finesse globale adéquate (*Global coarseness*) dans le menu Mesh.

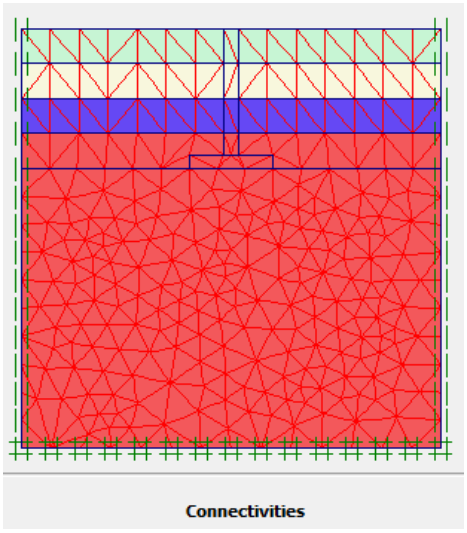


Figure 5-16 : *Maillage du projet.*

5.2.6.3 Définition des conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) (Figure 5-17) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique) (Figure 5-19). La nappe phréatique est située à 1m de la surface du massif de sol lors de nos prélèvements d'échantillons dans notre zone d'étude.

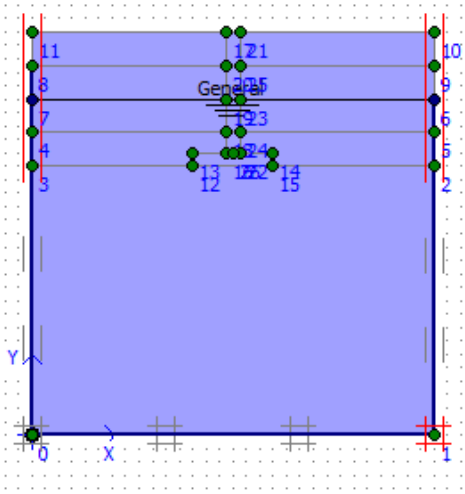


Figure 5-17 : *Conditions hydrauliques initiales.*

La pression de l'eau négative est générée automatiquement par le logiciel et sa valeur tourne autour de -50 kPa.

La distribution de pressions interstitielles est très spécifique, elle peut être définie « manuellement » (Figure 5-17). On peut calculer de façon automatique dans la rubrique Phreatic level ou Groundwater (Figure 5-18). De cette façon, nous pouvons calculer le degré de saturation, le champ d'écoulement, la vitesse d'écoulement, la tête de la nappe et la pression active dans les pores. Pour notre projet nous avons utilisé l'option « Phreatic level ».

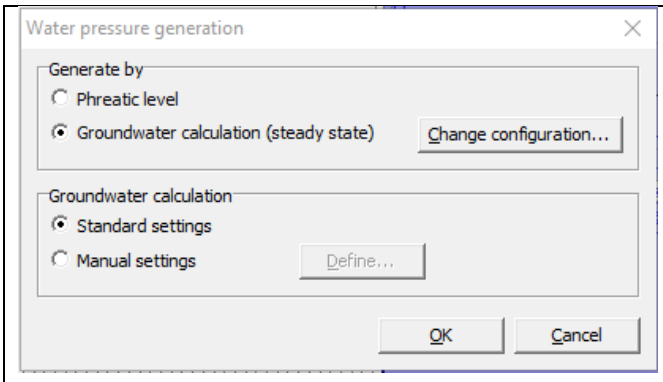


Figure 5-18 : *Fenêtre de calcul des pressions dans une couche*

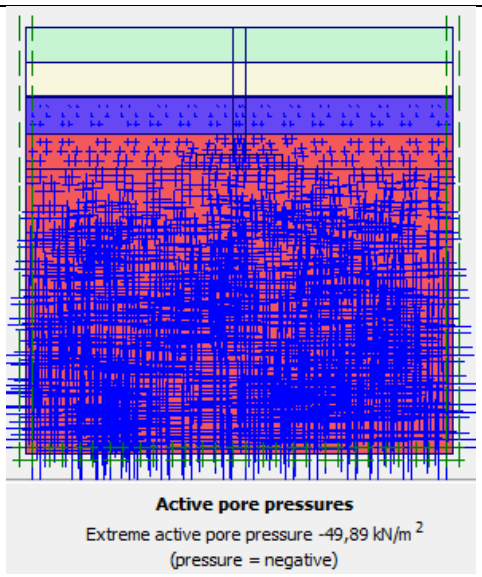


Figure 5-19 : *Génération des pressions interstitielles initiales*

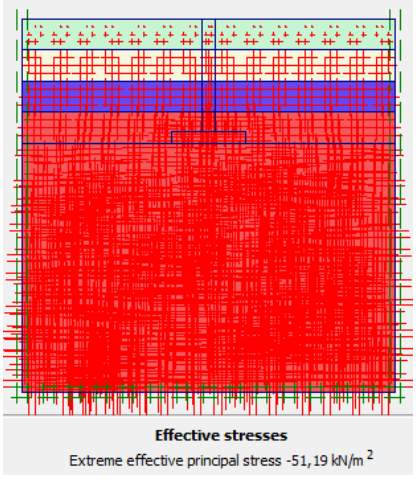


Figure 5-20 : *Génération des contraintes initiales.*

5.2.6.4 Procédure de calcul et les principaux résultats

- **Procédure de calcul**

Le calcul du modèle de référence se fait en 3 phases :

Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales de terre au repos qui représentent l'état de contrainte géostatique du sol de fondation.

Phase 1 : mise en place de la semelle ; cette phase est caractérisée par :

- une partie du sol de fondation est remplacé par la semelle en béton armé
- calcul plastique
- choisir l'option « construction par étapes » qui va permettre de revenir sur l'écran de dessin
- activer la semelle
- réactiver l'interface.

Phase 2 : mise en place de la charge

Dans la phase 2 de calcule nous appliquons une charge de 200kN à la semelle isolée. Il est nécessaire de définir les points ou l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations, ou des déplacements. Pour cette étude l'on a choisi le point A qui est le point d'application du chargement situé au centre de la semelle.

- **Les principaux résultats**

Nous présentons les principaux résultats des modélisations du problème de fondation superficielle sur sol gonflant effectuées avec logiciel plaxis V8.6. Nous nous intéressons à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation de la semelle isolée indiquée par :
   - La courbe de déplacement ;
   - La courbe de cisaillement ;
   - La courbe du moment.

Nous allons donner les résultats de la deuxième phase nos interprétations se baseront sur la courbe de déplacement.

5.2.7 Présentation des résultats et interprétation des résultats

5.2.7.1 Simulation avec le Mohr-coulomb non drainé

5.2.7.1.1 Simulation donnée d'Issaba

La déformation du maillage et le mécanisme de rupture de la semelle isolée sont représentés sur la Figure 5-21 et la Figure 5-22.

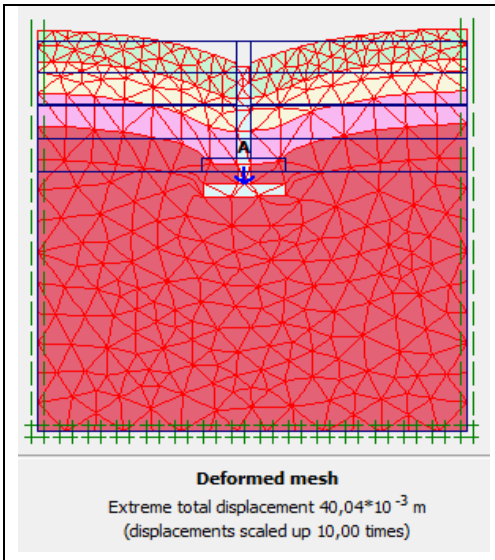


Figure 5-21 : Déformation *de maillage*

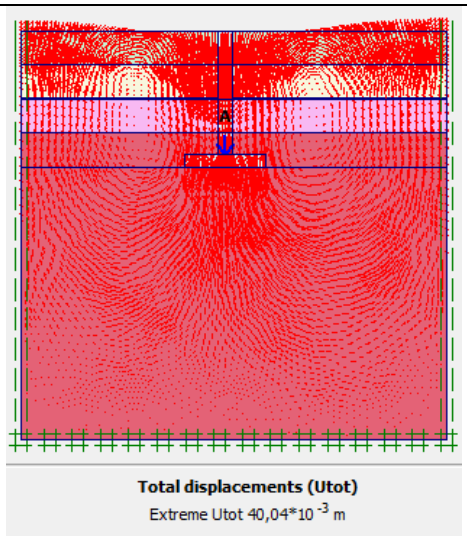


Figure 5-22 : Mécanisme de rupture

La Figure 5-22 montre le mécanisme de rupture de la semelle isolée, le mécanisme correspond à celui élaboré par Terzaghi.

- Le déplacement maximum est de $40{,}04.10^{-3}$ m

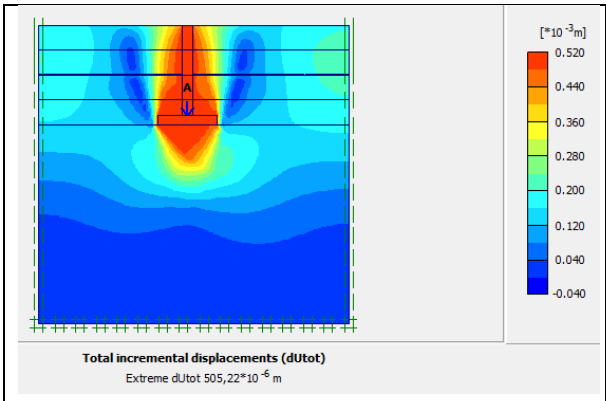


Figure 5-23 : Déplacement incrémentiel total

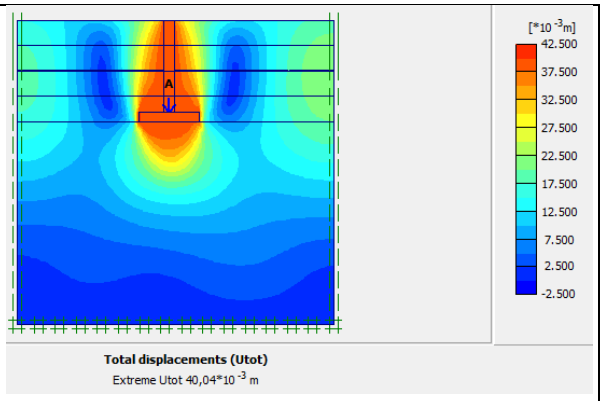


Figure 5-24 : Déplacement total

− la contrainte effective dans les principales directions est de 57,31 kN/m² (Figure 5-25).

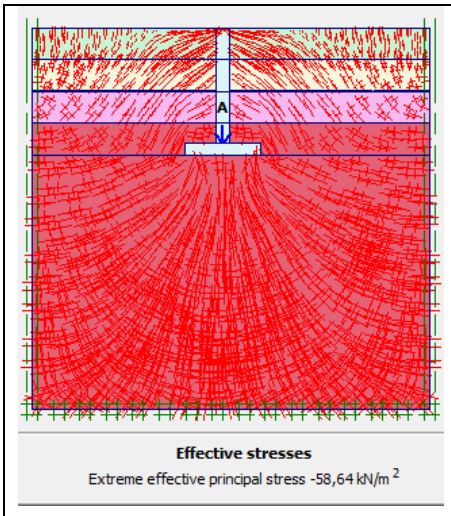


Figure 5-25 : Contrainte effective totale

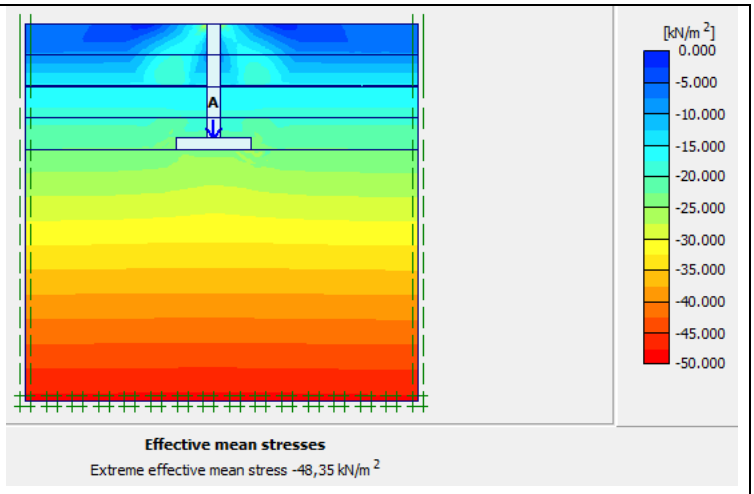


Figure 5-26 : Contrainte effective moyenne

− la contrainte totale dans les principales directions est de 432,63 kN/m² (Figure 5-27).

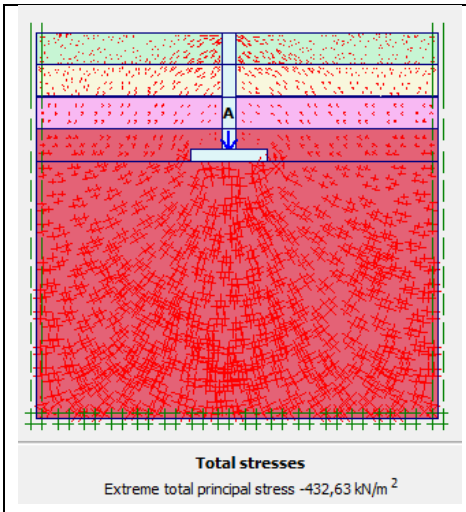


Figure 5-27 : Contrainte totale

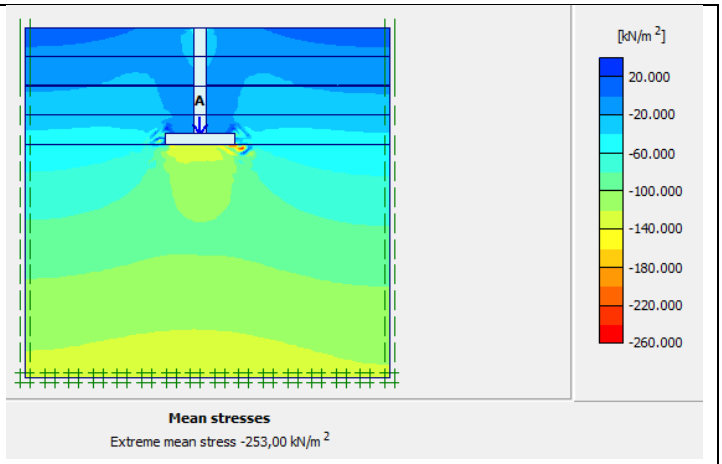


Figure 5-28 : Contrainte moyenne

On peut tracer la courbe charge-déplacement qui montre l'évolution du chargement en fonction du déplacement (Figure 5-29).

La courbe 1 corresponde ici au point A présélectionné.

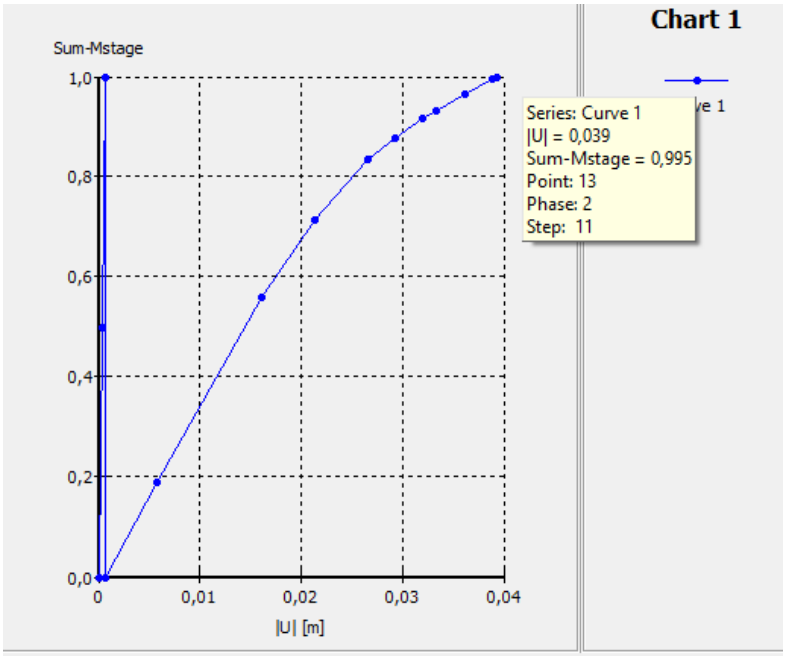


Figure 5-29 : Courbe charge déplacement du modèle Mohr-Coulomb d'Issaba

5.2.7.1.2 Simulation donnée d'Ahoyèyè

La déformation du maillage et le mécanisme de rupture de la semelle isolée sont représentés sur la Figure 5-30 et la Figure 5-31

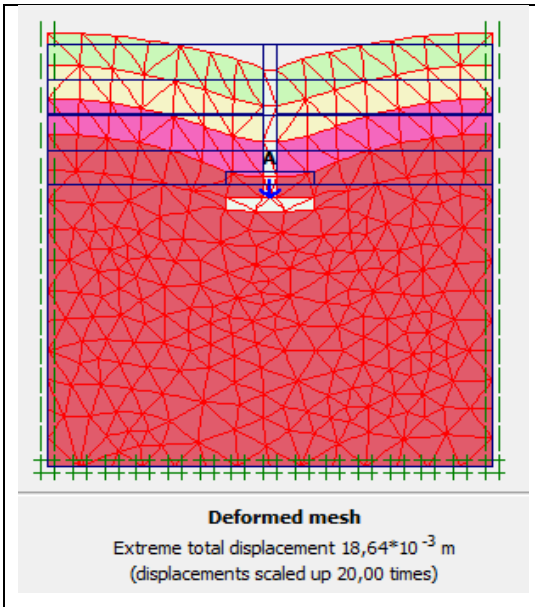


Figure 5-30 : Déformation de maillage

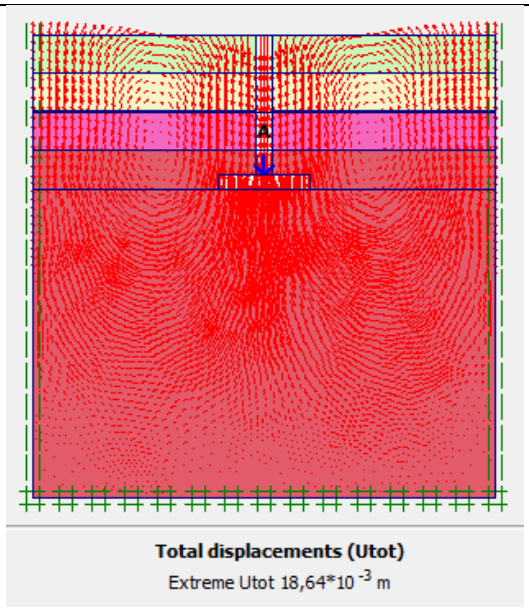


Figure 5-31 : Mécanisme de rupture

La Figure 5-31 montre le mécanisme de rupture de la semelle isolée, le mécanisme correspond à celui élaboré par Terzaghi.

- Le déplacement maximum est de 18,64.10^{-3} m

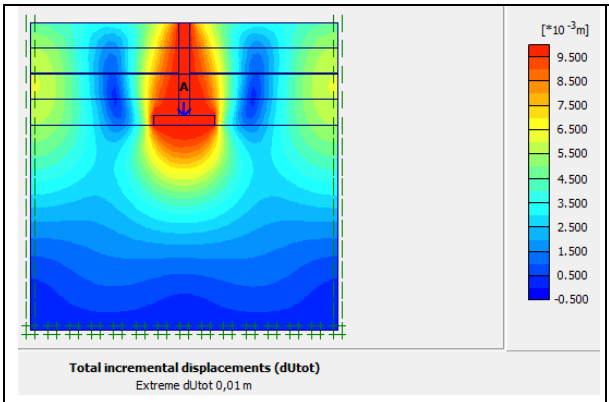


Figure 5-32 : Déplacement incrémentiel total

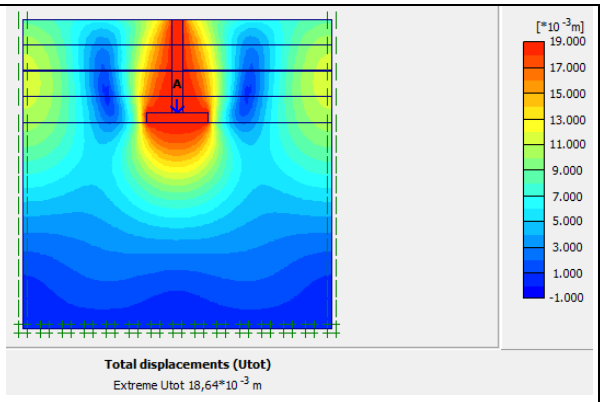


Figure 5-33 : Déplacement total

- la contrainte effective dans les principales directions est de 122,87 kN/m² (Figure 5-34).

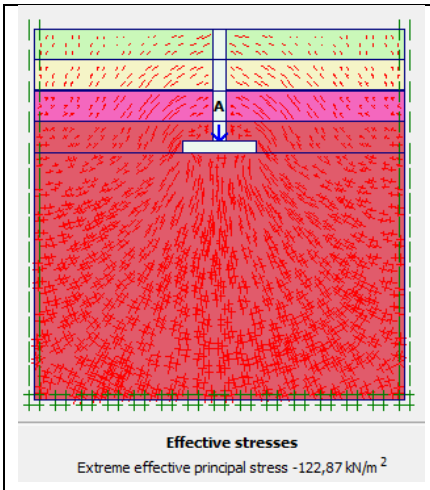


Figure 5-34 : Contrainte effective totale

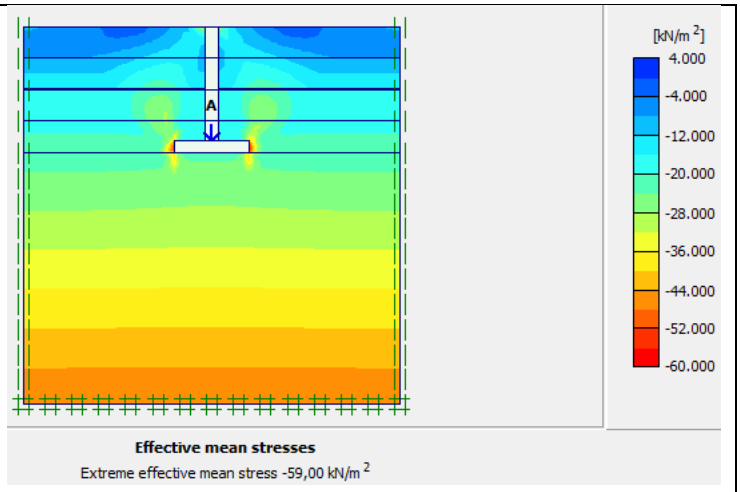


Figure 5-35 : Contrainte effective moyenne

- la contrainte totale dans les principales directions est de 373,71 kN/m² (Figure 5-36).

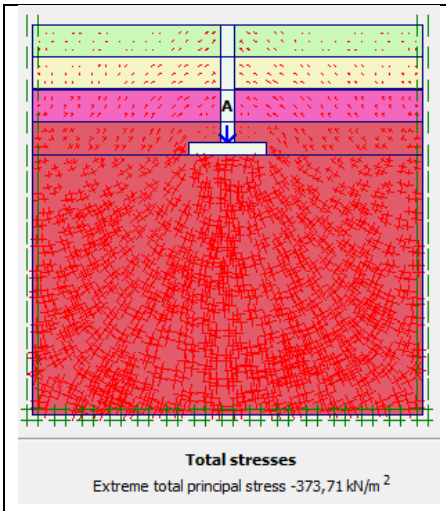


Figure 5-36 : Contrainte totale

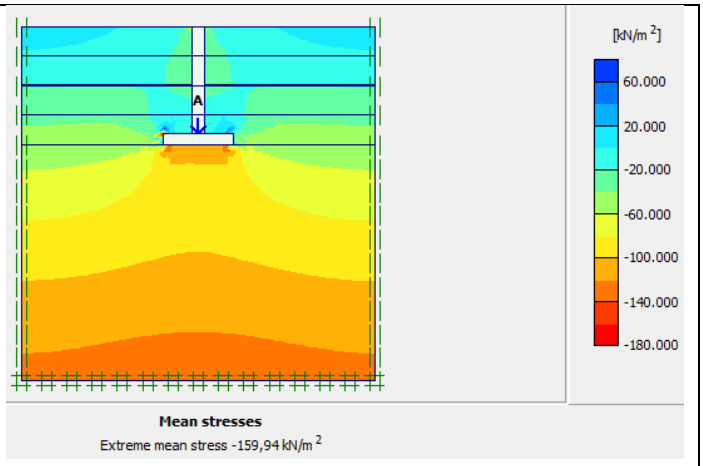


Figure 5-37 : Contrainte Moyenne

On peut tracer la courbe charge-déplacement qui montre l'évolution du chargement en fonction du déplacement (Figure 5-38).

La courbes 1 corresponde ici au point A présélectionné.

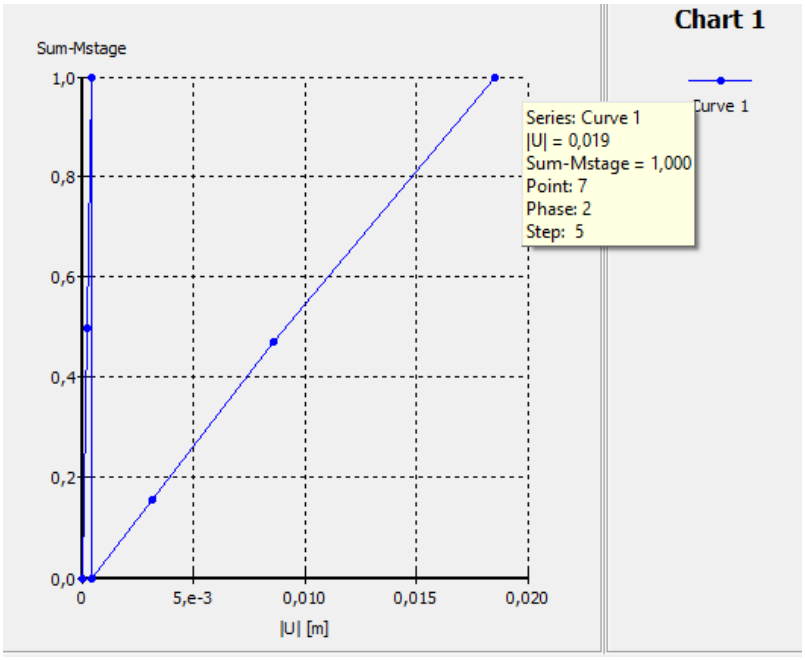


Figure 5-38 : Courbe charge déplacement du modèle Mohr-Coulomb d'Ahoyèyè

5.2.7.2 Simulation avec le modèle Hardening Soil Model (H.S.M) non drainé

5.2.7.2.1 Simulation donnée d'Issaba

La déformation du maillage et le mécanisme de rupture de la semelle isolée sont représentés sur la Figure 5-39 et la Figure 5-40

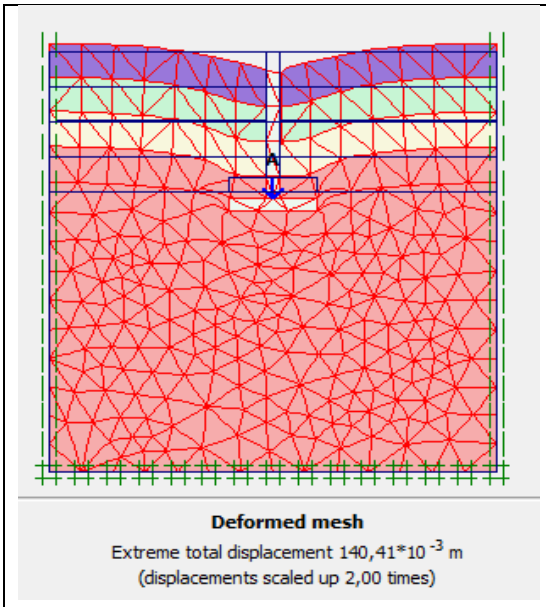


Figure 5-39 : Déformation de maillage

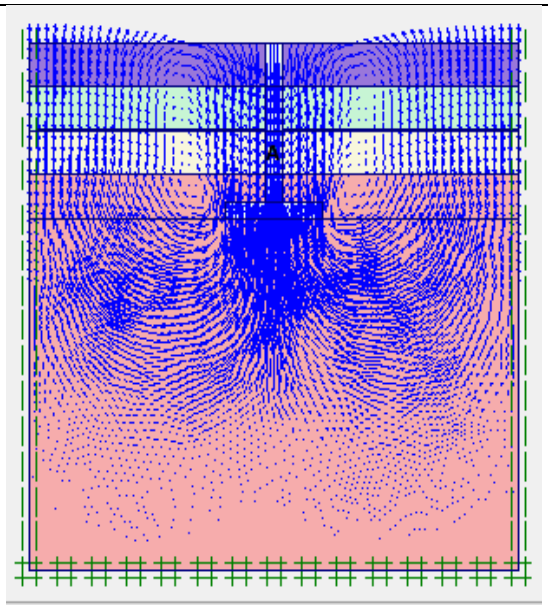


Figure 5-40 : Mécanisme de rupture

La Figure 5-40 montre le mécanisme de rupture de la semelle isolée, le mécanisme correspond à celui élaboré par Terzaghi.

- Le déplacement maximum est de $140{,}41.10^{-3}$ m

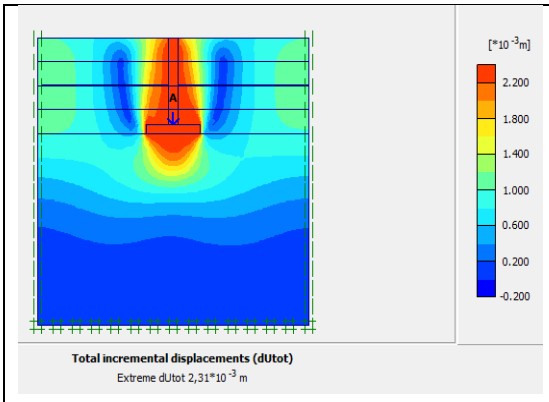


Figure 5-41 : Déplacement incrémentiel total

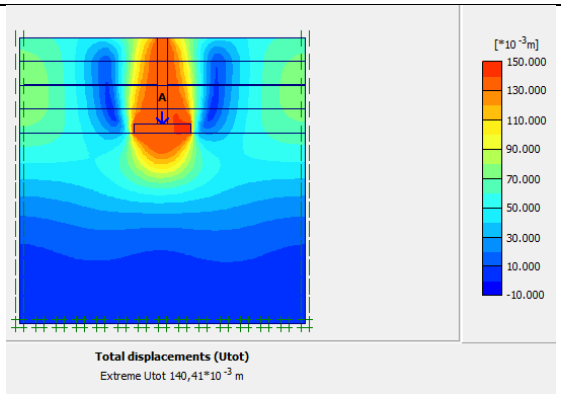


Figure 5-42 : Déplacement total

- la contrainte effective dans les principales directions est de 57,31 kN/m² (Figure 5-43).

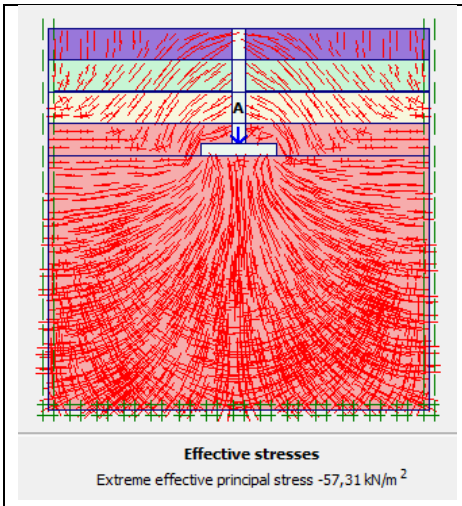


Figure 5-43 : Contrainte effective

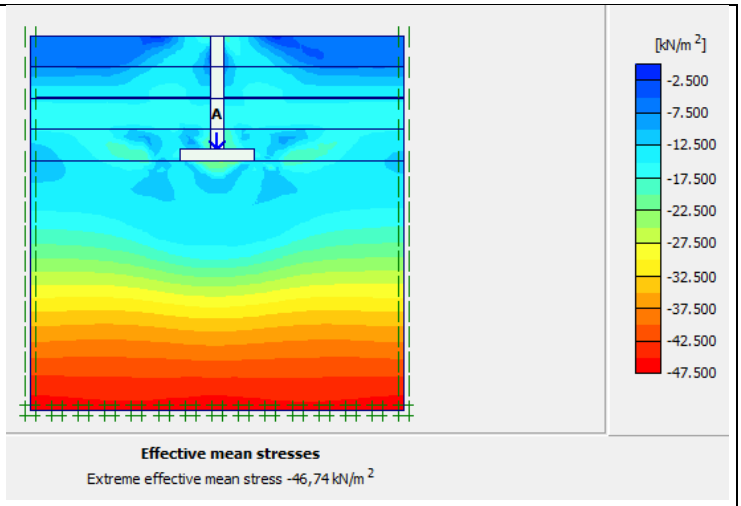


Figure 5-44 : Contrainte effective moyenne

− la contrainte totale dans les principales directions est de 980,62 kN/m² (Figure 5-45***)***.

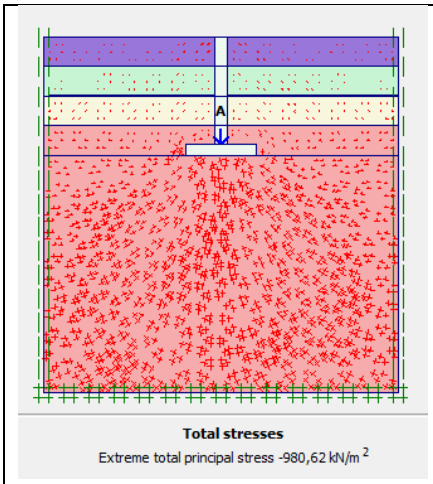


Figure 5-45 : Contrainte totale

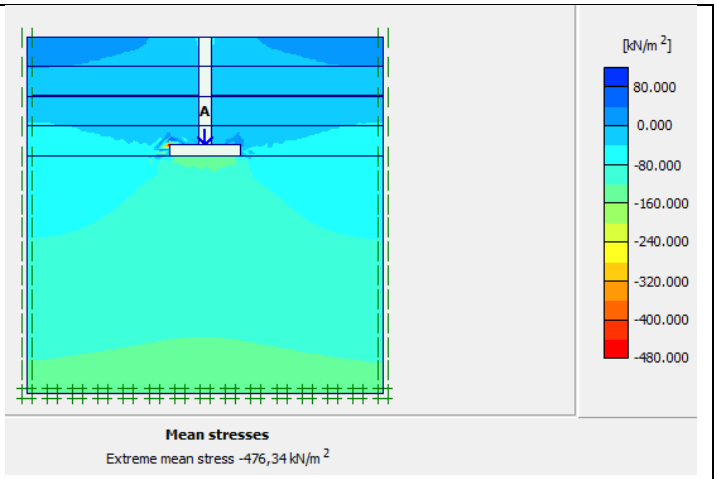


Figure 5-46 : Contrainte Moyenne

On peut tracer la courbe charge-déplacement qui montre l'évolution du chargement en fonction du déplacement (Figure 5-47).

La courbe 1 corresponde ici au point A présélectionné.

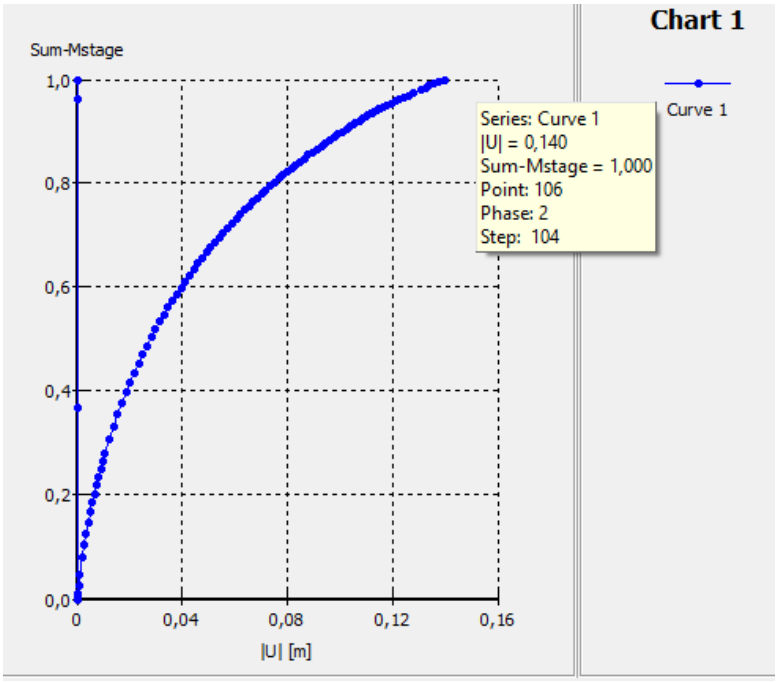


Figure 5-47 : Courbe charge déplacement du modèle Hardening Soil d'Issaba

5.2.7.2.2 Simulation donnée d'Ahoyèyè

La déformation du maillage et le mécanisme de rupture de la semelle isolée sont représentés sur la Figure 5-48 et la Figure 5-49.

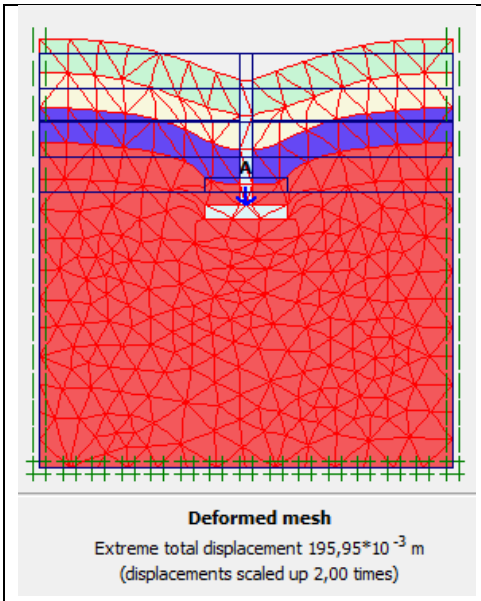


Figure 5-48 : Déformation de maillage

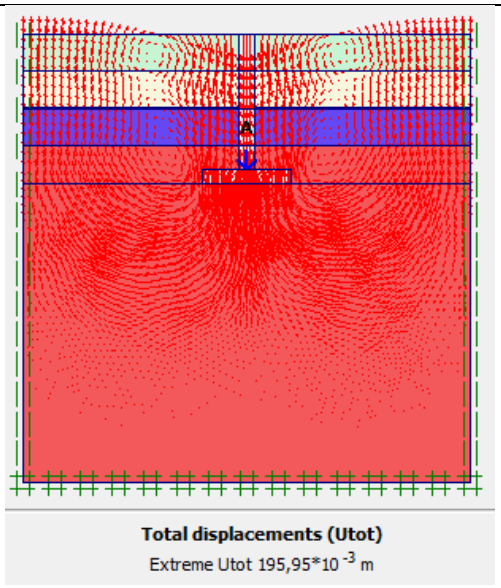


Figure 5-49 : Mécanisme de rupture

La Figure 5-49 montre le mécanisme de rupture de la semelle isolée, le mécanisme correspond à celui élaboré par Terzaghi.

- Le déplacement maximum est de 195,95.10^{-3} m

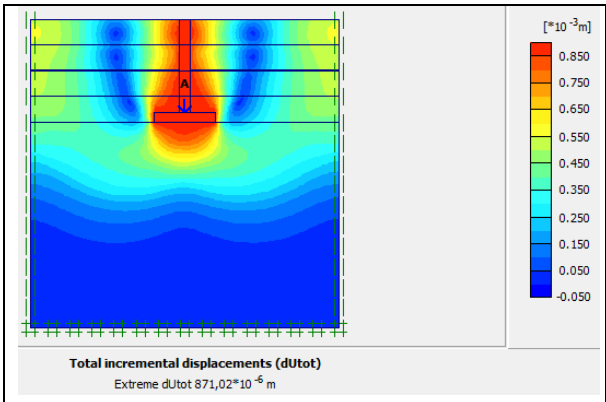


Figure 5-50 : Déplacement incrémentiel total

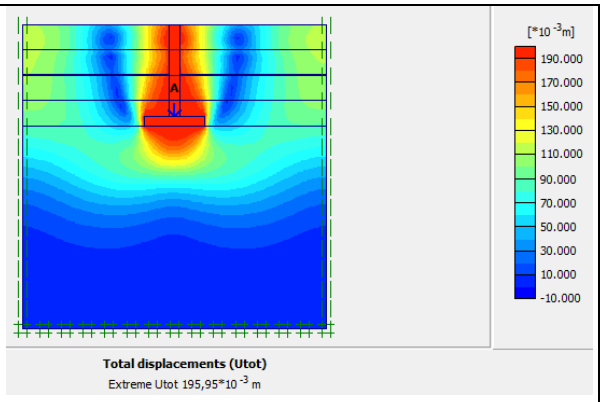


Figure 5-51 : Déplacement total

- la contrainte effective dans les principales directions est de 83,03 kN/m² (Figure 5-52).

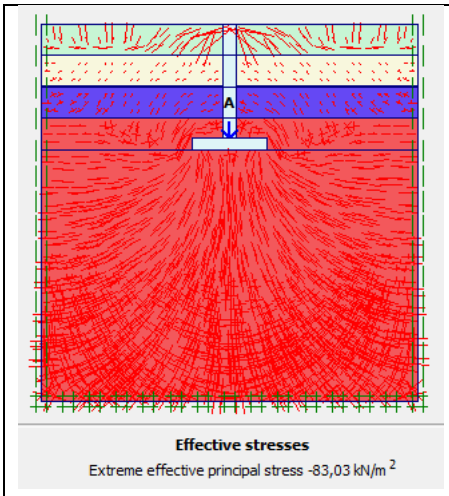


Figure 5-52 : Contrainte effective totale

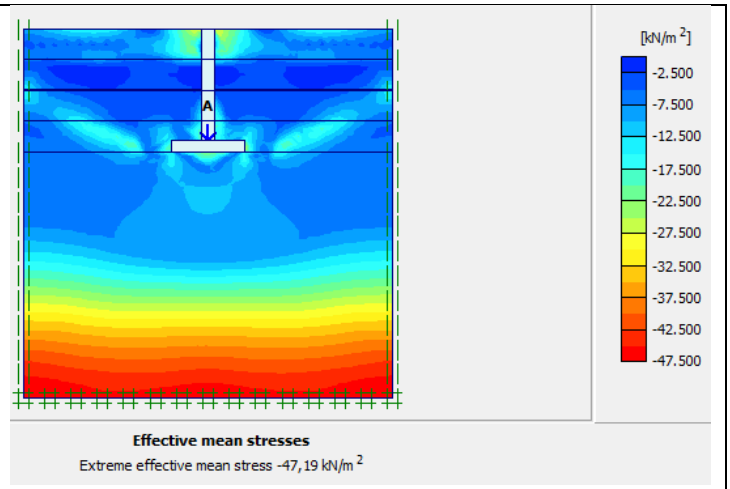


Figure 5-53 : Contrainte effective moyenne

- la contrainte totale dans les principales directions est de 630,94 kN/m² (Figure 5-54).

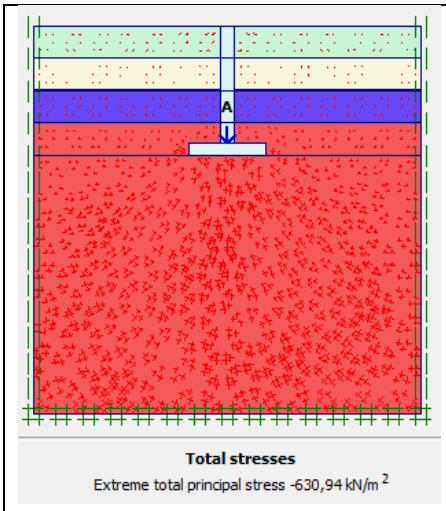


Figure 5-54 : Contrainte totale dans les principales directions

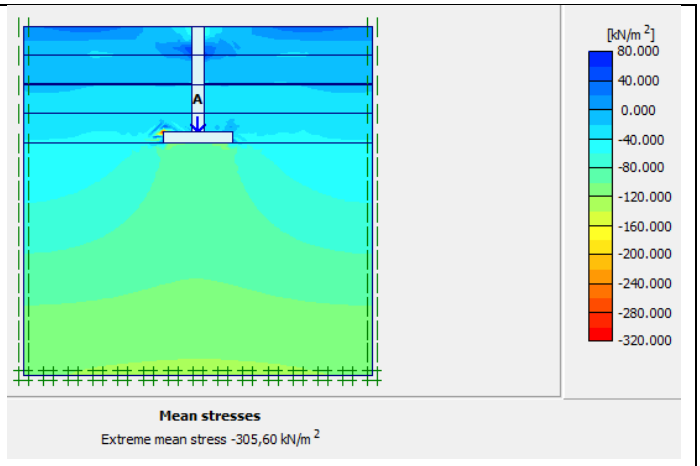


Figure 5-55 : Contrainte moyenne

On peut tracer la courbe charge-déplacement qui montre l'évolution du chargement en fonction du déplacement (Figure 5-56).

La courbe 1 corresponde ici au point A présélectionné.

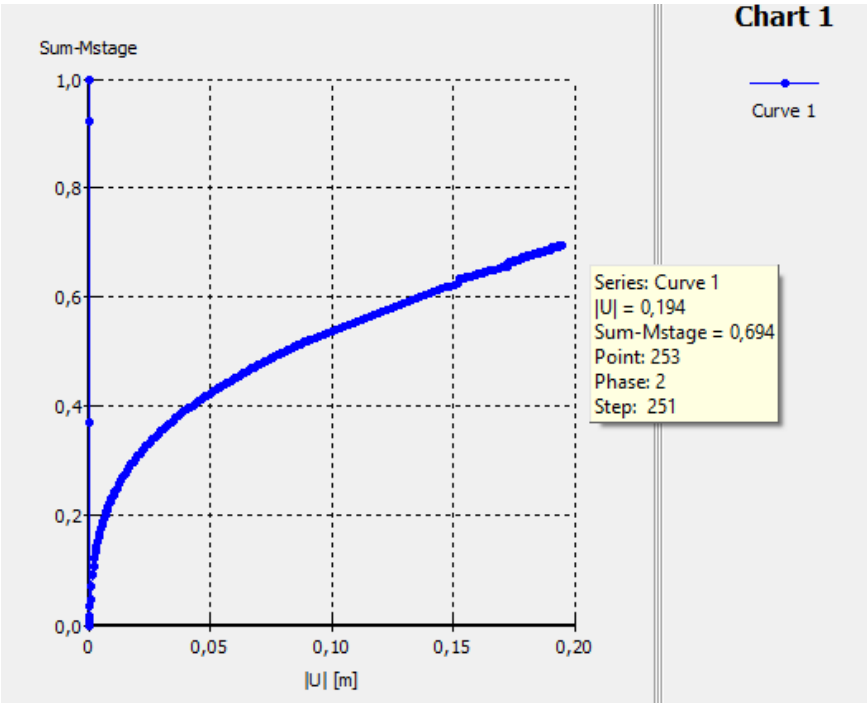


Figure 5-56 : Courbe charge déplacement du modèle Hardening Soil d'Ahoyèyè

La courbe charge-déplacement pour le modèle de Hardening Soil d'Ahoyèyè nous renseigne lorsqu'on considère le gonflement du sol que le corps du sol semble s'effondrer après une charge de 140 kN. Le déplacement correspondant à cette charge est égal à 19,4 cm.

5.3 Comparaison des résultants des deux méthodes numériques (Géofond et Plaxis)

Tableau 5-7 : Récapitulatif des résultats de simulation d'une semelle isolée 0,8 x 1,2 m² à 2 m de profondeur par Géofond

Site / Resultat	Issaba	Ahoyèyè
La contrainte appliquée au sol q_{ref}(kPa)	208,3	208,3
La contrainte de rupture q_u(kPa)	156	626
La capacité portante C.P. (kPa)	84,6 non vérifier	319 vérifier

Tableau 5-8 : Récapitulatif des résultats de simulation d'une semelle isolée 0,8 x 1,2 m² à 2 m de profondeur par Plaxis

Site	Issaba		Ahoyèyè	
Modèle / Resultat	**Mohr-Coulomb**	**Hardening Soil Modèle**	**Mohr-Coulomb**	**Hardening Soil Modèle**
Déplacement total (m)	$40{,}04 \cdot 10^{-3}$	$140{,}41 \cdot 10^{-3}$	$18{,}69 \cdot 10^{-3}$	$195{,}95 \cdot 10^{-3}$
Déplacement incrémentiel total (m)	$505{,}22 \cdot 10^{-6}$	$2{,}31 \cdot 10^{-3}$	$10{,}00 \cdot 10^{-3}$	$871{,}02 \cdot 10^{-6}$
Contrainte totale dans les principales directions (kN/m²)	432,63	980,62	373,71	630,94

Contrainte moyenne (kN/m²)	253,00	476,34	159,94	305,60
Contrainte effective totale (kN/m²)	58,64	57,31	122,87	83,03
Contrainte effective moyenne (kN/m²)	48,35	46,74	59,00	47,19

Nous pouvons constater d'après le Tableau 5-8 que les contraintes totales du modèle Hardening soil sont plus élevées que pour le modèle de Mohr-Coulomb par contre les contraintes effectives sont plus faible pour le modèle Hardening soil que pour le modèle de Mohr-Coulomb ce qui explique les déplacements moins importants du modèle Mohr-Coulomb par rapport au modèle Hardening Soil. Le modèle Hardening tient compte du gonflement du sol.

5.4 Etude de l'effet du gonflement sur la fondation superficielle

Le gonflement ou le retrait des sols argileux dépend des variations de la quantité d'eau qui se trouve dans le massif de sol. Deux hypothèses principales expliquent le mécanisme de pénétration de l'eau entre les particules du sol. La première hypothèse se rattache à la théorie capillaire de Terzaghi, selon laquelle les forces de tension superficielle qui agissent entre les parois capillaires des pores et l'eau, forment des ménisques d'eau courbes, qui attirent les particules l'une contre l'autre et sont concaves en direction des capillaires, tandis que des pressions capillaires négatives se développent à l'intérieur du liquide [31]. Le déplacement de l'eau dans les capillaires sous l'effet de cette pression se poursuit jusqu'à ce que la pression hydrostatique de la colonne de liquide soit égale à la valeur de la pression capillaire. Lorsque le sol n'est pas saturé d'eau, le déplacement de l'eau se produit non seulement sous l'action des forces capillaires mais aussi sous l'action des forces osmotiques et d'adsorption, qui apparaissent dans les pores du sol.

Selon la seconde hypothèse, le gonflement du sol se produit du fait de la capacité des particules d'argiles d'adsorber de l'eau, qui ne pénètre pas seulement dans l'espace interparticulaire mais aussi à l'intérieur du réseau cristallin, dont la densité est supérieure à la densité moyenne du sol.

La valeur de la déformation volumique du sol qui est produite par l'écartement mécanique des particules argileuses dû à l'augmentation de l'épaisseur de l'enveloppe aqueuse est directement liée au volume d'eau qui participe à ce processus. Cependant, la déformation volumique du sol dépend non seulement de sa teneur en eau volumique, mais aussi de la teneur en eau initiale et de la pression extérieure appliquée au sol.

Ceci étant, en règle générale, on étudie le problème unidimensionnel du gonflement des sols gonflants, en faisant une série d'hypothèses. On admet que :

- ✓ le sol est homogène horizontalement et que son gonflement est uniforme dans la direction verticale ;
- ✓ il n'y a pas de déformations de cisaillement entre les différentes particules du sol gonflant ;
- ✓ le sol ne se déforme pas dans les deux autres directions.

En cas d'humidification unidimensionnelle du sol sur une grande surface (pluies, inondations, tuyauterie d'eau cassée, accident, etc.), cette hypothèse peut être considérée comme justifiée d'un point de vue pratique et l'on peut déterminer le soulèvement du sol en partant d'essais de gonflement à l'œdomètre en tenant compte de la contrainte verticale de compression.

L'influence des trois composantes de la pression normale sur la grandeur de la déformation de gonflement ne sera pas prise en compte dans cette étude. Cependant, les sols argileux réels possèdent dans la plupart des cas une anisotropie de perméabilité et leurs déformations de gonflement sont différentes dans les trois directions de l'espace. De plus, la déformation de gonflement des sols argileux est un processus qui se développe au cours du temps, ce qui fait que l'amplitude et la vitesse de ces déformations peuvent avoir une influence majeure sur le fonctionnement de la fondation et des structures porteuses de la construction.

La négligence des déformations de cisaillement entre les particules du sol gonflant en cas de distribution irrégulière de la teneur en eau peut aussi conduire à des erreurs significatives lors du calcul des structures à construire sur les sols gonflants.

5.4.6 Le module de réaction des sols gonflants

Le calcul des fondations superficielles reposant sur des sols argileux gonflants en utilisant le modèle des déformations locales du sol (modèle de Winkler) est lié à la détermination du module de réaction du sol saturé.

Dans ce modèle, la réaction du sol de fondation est directement proportionnelle à son tassement au point d'application de la charge q(x) :

$$q(x) = b\ k\ s(x) \qquad (5\text{-}4)$$

avec b – largeur de la fondation, k – module de réaction du sol (kPa/m), s(x) tassement du sol à la distance x de l'origine des coordonnées.

L'hypothèse des déformations locales ne permet pas de tenir d'une éventuelle diffusion des contraintes dans le sol, malgré le formalisme apparent de l'équation 5.1, mais elle donne dans de nombreux cas des résultats positifs.

Le modèle des déformations locales permet de tenir compte de discontinuités du sol de fondation dans la mesure où il ne représente pas le massif de fondation mais seulement sa surface de contact avec la fondation.

Le paramètre physique principal du modèle des déformations locales est le module de réaction, qui relie la réaction du sol q(x) à son tassement s(x). C'est pourquoi la détermination fiable de ce paramètre pour décrire l'interaction de la surface de la poutre avec un sol saturé et gonflant est décisive pour la pratique de l'élaboration des projets.

D'après Sazhin (1969), le modèle de sol gonflant est constitué de ressorts précomprimés par la charge appliquée. Pour les faibles valeurs de la charge appliquée au sol, l'auteur recommande de déterminer la valeur de la déformation verticale du sol lors du gonflement au moyen de la formule :

$$s = \frac{\sigma_g - \sigma_a}{k} \qquad (5\text{-}5)$$

où σ_g est la pression de gonflement du sol et σ_a la pression externe pour laquelle on détermine le soulèvement du sol de fondation, k est un coefficient de proportionnalité dépendant de la largeur de la fondation et des profondeurs d'encastrement de la fondation et de la zone active de gonflement du sol, et dont la valeur est déduite de l'équation :

$$k = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{s_1 - s_2} \qquad (5\text{-}6)$$

où s_1 et s_2 sont les amplitudes du soulèvement de la fondation sous les pressions σ_1 et σ_2 Figure 5-57.

L'auteur recommande de déterminer la valeur de la pression de gonflement au niveau de la semelle de la fondation –s(z), qui tient compte du fonctionnement combiné du sol et de l'ouvrage, au moyen de la formule empirique :

$$\dot{O}(z) = \sigma_g \exp(-\alpha z^2) - ks \qquad (5\text{-}7)$$

où σ_g est la pression de gonflement, pour laquelle le soulèvement de la fondation ne peut se produire, z est la profondeur d'encastrement de la fondation, α est un coefficient empirique et s est la déformation du sol Figure 5-57 correspondant à la charge appliquée à la fondation dans l'intervalle limité par s_1 et s_2.

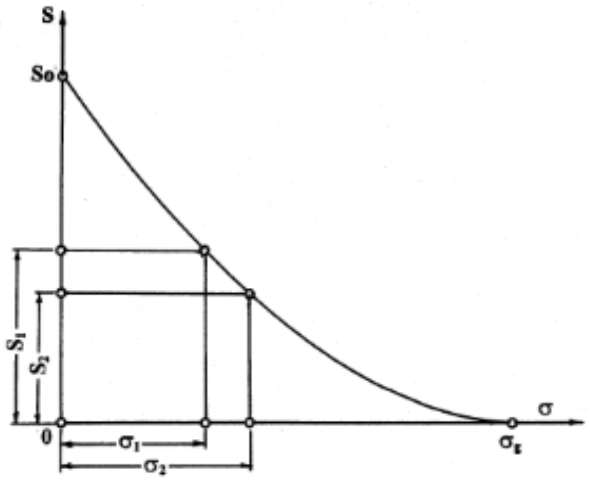


Figure 5-57 : *Détermination du coefficient de proportionnalité k à partir d'un essai de gonflement* [15]

La question de la détermination de la valeur du module de réaction des sols gonflants a été étudiée par Lytton et Meyer (1971) et par Lytton (1971). Pour la détermination du module de réaction du sol, on utilise la courbe expérimentale obtenue en laboratoire, qui traduit la relation entre l'amplitude s du gonflement du sol et la pression appliquée σ_a.

L'influence restrictive de la pression appliquée σ_a sur le développement du gonflement du sol par comparaison avec son gonflement libre (pour $\sigma_a = 0$) est appelée par les auteurs « déficit de gonflement » et sa valeur est déterminée au moyen de la formule Figure 5-58 :

$$s_d = s_0 - s_g \qquad (5\text{-}8)$$

Ainsi, il est proposé de calculer le module de réaction du sol au moyen de la formule :

$$k = \frac{\sigma_a}{s_0 - s_a} \qquad (5\text{-}9)$$

où s_a est la pression appliquée à l'éprouvette, s_0 est l'amplitude du gonflement libre du sol et s_a est l'amplitude du gonflement du sol sous la pression appliquée s_a.

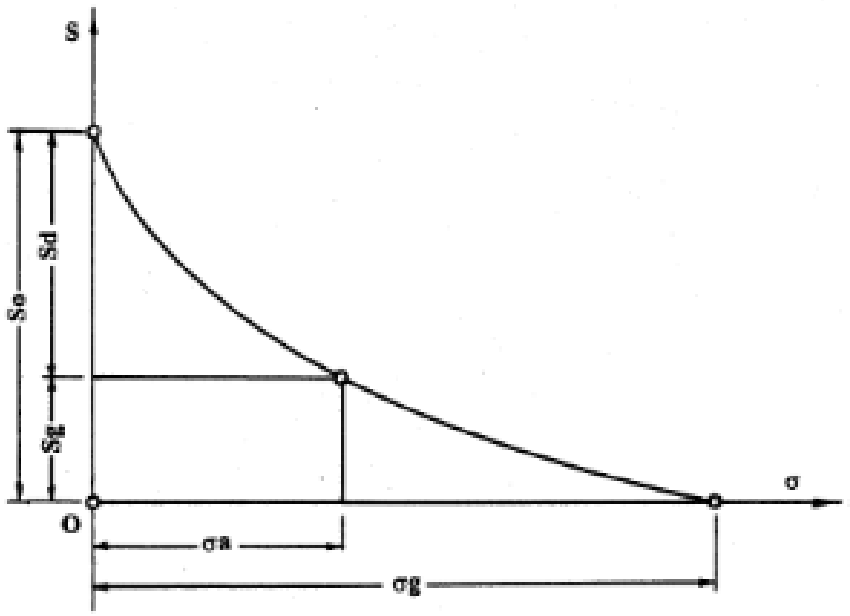


Figure 5-58 : *Résultat d'un essai de gonflement sur argile* [15]

Le module de cisaillement G du sol est déterminé en suivant les recommandations de Loof (1965) et calculé par la formule :

$$G = kb\frac{1-2\nu}{6(1-\nu)} \qquad (5\text{-}10)$$

Ceci étant, le module de réaction k du sol (et donc aussi le module de cisaillement G) est supposé variable au cours du temps, selon une loi de la forme

$$k(t) = kt^{-n} \qquad (5\text{-}11)$$

où k(t) est le module de réaction tenant compte du comportement rhéologique du sol, k est la valeur du module de réaction au temps t=1 et n est le paramètre de la loi de relaxation du sol, qui varie entre 0,25 et 1.

Selon l'expression (5-8) le module de réaction diminue au cours du temps, c'est-à-dire que l'humidification durable du sol gonflant modifie ses caractéristiques de déformabilité (module de réaction k et module de déformation E) à cause de la

décompression du sol et de la rupture de ses liaisons structurelles (Sorochan, 1989 ; Mustafaev, 1989).

Il faut aussi noter que, pour les valeurs de n indiquées (de 0,25 à 1) et la forme de l'expression (5.8), il existe un problème de dimension pour le module de réaction du sol, cette dimension dépendant de la valeur du paramètre n.

Différents auteurs ont proposé de déterminer la valeur du module de réaction du sol à partir des résultats d'essais de plaque. Toutefois, la détermination du module de réaction du sol par cette méthode présente dans ce cas une série d'inconvénients car sa valeur est influencée par la différence des dimensions de la plaque et de la fondation et par la non linéarité de la relation « charge-tassement ».

C'est pourquoi Terzaghi (1951), par exemple, recommande de déterminer le module de réaction d'une semelle carrée sur sol argileux à partir d'essais de plaque de A=1m surface au moyen de la formule empirique suivante :

$K = 3{,}281.b.k_p$ *(5-12)*

où k est le module de réaction du sol sous la semelle, k_p est le module de réaction du sol sous la plaque et b est la largeur de la semelle.

En France, l'essai de plaque est effectué au moyen d'une plaque circulaire rigide de diamètre b = 0,75m, chargée sous 100 kPa pendant 30 secondes et la mesure du chargement est effectuée sur un seul cycle de chargement de la plaque.

Dans le cas le plus fréquent d'une plaque rigide, on se reporte, pour apprécier la validité du module de réaction, à l'équation de Boussinesq (1885), qui fournit, pour un milieu élastique, une relation entre k et E :

$$k = \frac{2E}{\pi R(1-\nu^2)} \qquad (5\text{-}13)$$

où R est le rayon de la plaque, E le module d'élasticité et ν le coefficient de Poisson.

Le coefficient de Poisson ν varie de 0,2 à 0,3 (en moyenne 0,25), de sorte que cette relation peut encore s'écrire (Filliat et al., 1981 ; Cassan, 1978) :

$$k = \frac{E}{1{,}5R} \qquad (5\text{-}14)$$

Il existe d'autres moyens de détermination du module de réaction du sol. Par exemple,

Vesic (1961) recommande de déterminer le module de réaction du sol à partir des résultats d'essais triaxiaux. D'après sa méthode, on détermine d'abord un indicateur de rigidité relative du sol et du matériau de la fondation :

$$\alpha = 0{,}65 \sqrt[12]{\frac{E_S b^4}{E_F I_F} \frac{E_S}{1-\nu^2}} \qquad (5\text{-}15)$$

puis on en déduit la valeur du module de réaction k :

$$k = \frac{\alpha}{b} \qquad (5\text{-}16)$$

où E_s et E_F sont les modules de déformation du sol et du matériau de la fondation, respectivement et I_F est le moment d'inertie de la fondation.

Sachant que la valeur de l'expression $0{,}65 \sqrt[12]{\frac{E_S b^4}{E_F I_F}}$ est voisine de 1, l'expression de la formule (5-13) peut être simplifiée en une formule analogue à celle de (5-10) :

$$k = \frac{E}{(1-\nu^2)b} \qquad (5\text{-}17)$$

Les modules de réaction du sol obtenus par les méthodes et formules décrites ci-dessus diffèrent sensiblement les uns des autres. Cependant, comme le note Mustafaev (1989), une erreur de 100% ou même 200% sur la détermination du module de réaction du sol produit une variation de seulement 15 à 25% des efforts dans la fondation.

5.4.7 Le comportement des fondations superficielles (semelle isolée) lors de l'humidification des sols

Le modèle de calcul de l'interaction de la structure d'une semelle isolée avec le sol gonflant support, qui se déforme pendant le processus d'humidification et de gonflement de l'argile, nécessite de résoudre la déformation simultanée de la fondation et du sol, dont la fondation s'incline, se soulève ou prend une forme courbe lors du gonflement. Le problème de la déformation simultanée est compliqué par le fait que la prévision de la position de la source d'eau qui humidifie le sol est très difficile, car elle a un caractère accidentel dans la majorité des cas.

C'est pourquoi, lors de l'établissement du modèle de calcul du comportement de la fondation sur sol support argileux, il est nécessaire de partir du mécanisme probable de

développement des déformations de gonflement qui conduit aux conditions de fonctionnement les plus défavorables pour la fondation et l'ouvrage dans son ensemble. Dans ces conditions, il est souhaitable de disposer de modèles de calcul de l'interaction entre la fondation et les déformations du sol applicables au cas le plus général, pour qu'ils puissent s'adapter aux formes possibles de déformations du sol et aux pires conditions d'humidification, qui créent les conditions de fonctionnement les plus défavorables pour la fondation et l'exploitation de l'ouvrage.

Les variations saisonnières de l'humidité et des conditions d'exploitation des bâtiments et des ouvrages dans le massif de sol gonflant peuvent créer différentes formes de déformations. La plupart des recherches distinguent deux types de déformations des massifs de sols [15] :

- gonflement sous les bords de la fondation,
- gonflement sous le centre de la fondation.

Ces deux modes de déformation dépendent de la protection de la surface du sol par le bâtiment lui-même ou par le recouvrement de certaines en béton et de la quantité d'eau considérée comme source d'humidification du sol.

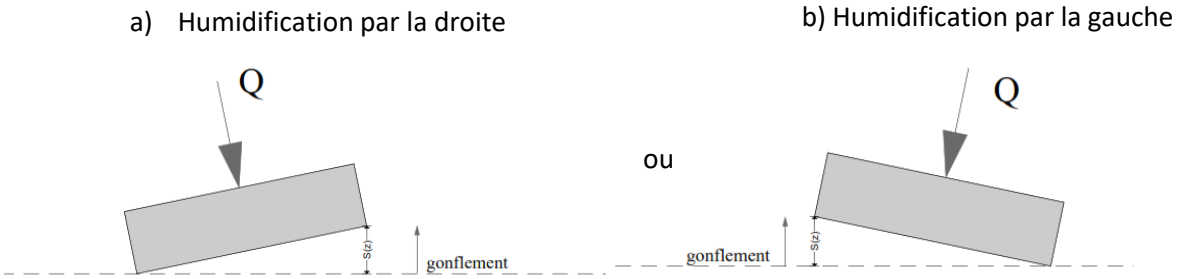


***Figure 5-59** : Déformation périphérique asymétrique d'une semelle isolée*

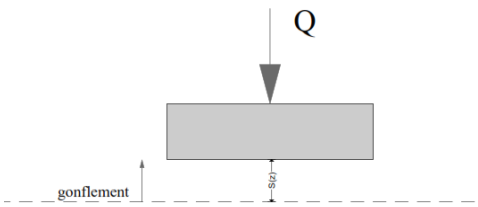


***Figure 5-60** : Déformation centrale d'une semelle isolée*

Lorsque la semelle isolée est bien réalisée (le respect du dosage en matériaux) ces deux schémas principaux de gonflement et de déformation de la semelle isolée sont envisageables. Par contre des déformations courbes peuvent être observé si les règles de sécurité ne sont pas respectées au niveau de la fondation.

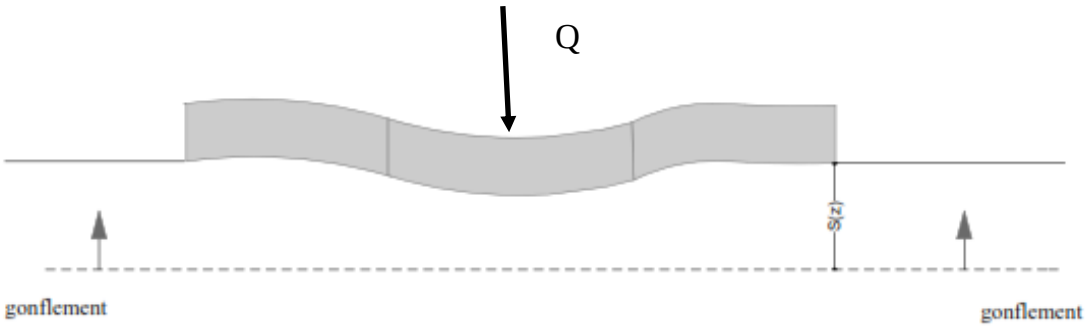


***Figure 5-61** : Déformation périphérique d'une semelle isolée*

Le processus de gonflement du sol se développe au cours du temps, a un caractère visqueux et peut évoluer à des vitesses différentes dans les directions verticale et horizontale, en fonction de la capacité d'absorption d'eau du sol. Il est pour cette raison important, pour l'établissement du modèle de calcul du comportement de la fondation lors de l'humidification du sol, de connaître non seulement la vitesse d'humidification du sol, qui dépend sensiblement de ses propriétés de perméabilité, mais aussi la vitesse de déplacement du front de gonflement, c'est-à-dire de la limite de la zone active du sol.

5.4.8 Détermination des efforts internes dans une semelle isolée lors de l'humidification du sol gonflant

Considérons une semelle isolée encastrée dans un massif de sol gonflant homogène humidifié par des eaux de pluie ou une inondation. L'eau pénètre dans le sol simultanément par les deux extrémités de la fondation et progresse symétriquement sous la fondation. Le modèle de calcul de la fondation est représenté comme le montre la Figure 5-62.

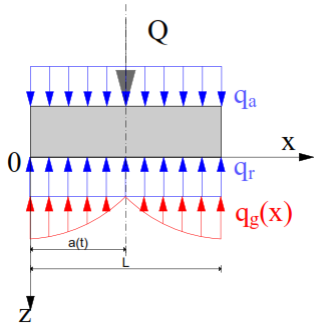


***Figure 5-62** : Schéma de calcul de la semelle isolée sur sol gonflant (humidification périphérique)*

Lorsque la source d'eau provient du centre de la fondation le modèle de calcul est représenté comme suit :

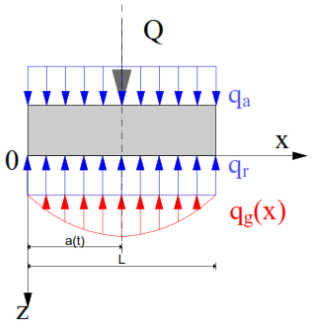


***Figure 5-63** : Schéma de calcul de la semelle isolée sur sol gonflant (humidification au centre)*

La charge appliquée à la fondation superficielle est représentée par une charge uniformément répartie q_a due à la terre située au-dessus de la fondation et par Q la charge du bâtiment que supporte la semelle ; q_r pour les charges uniformément réparties due à la réaction du sol dans son état initial et par q_g la fonction de réaction du sol gonflant sur la partie active de la surface de contact.

L'origine des abscisses x est fixée à l'extrémité de la semelle et la largeur est supposée égale à b = 1 m. La réaction q_r du sol dans son état initial peut être déterminée à partir de la condition d'équilibre :

$\sum Q = 0$

$$Q + q_a L = q_r L + \int_0^{l/2} q_g(x)dx \quad (1)$$

La fonction $q_g(x)$ est définie par équation

$$q_g(x) = kbs_d\left(\frac{\frac{l}{2}-x}{l/2}\right)^m \qquad (2)$$

En intégrant $q_g(x)$ dans l'équation (1) on a :

$$Q + (q_a - q_r)L = \frac{kbs_d}{(l/2)\hat{}m}\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{l}{2}-x\right)^m dx$$

Après intégration, on obtient :

$$Q + (q_a - q_r)L = \frac{kbs_d l/2}{m+1}$$

d' où

$$q_r = q_a + \frac{1}{L}(Q - \frac{\frac{kbs_d l}{2}}{m+1})$$

5.4.9 **Application numérique de la méthode analytique**

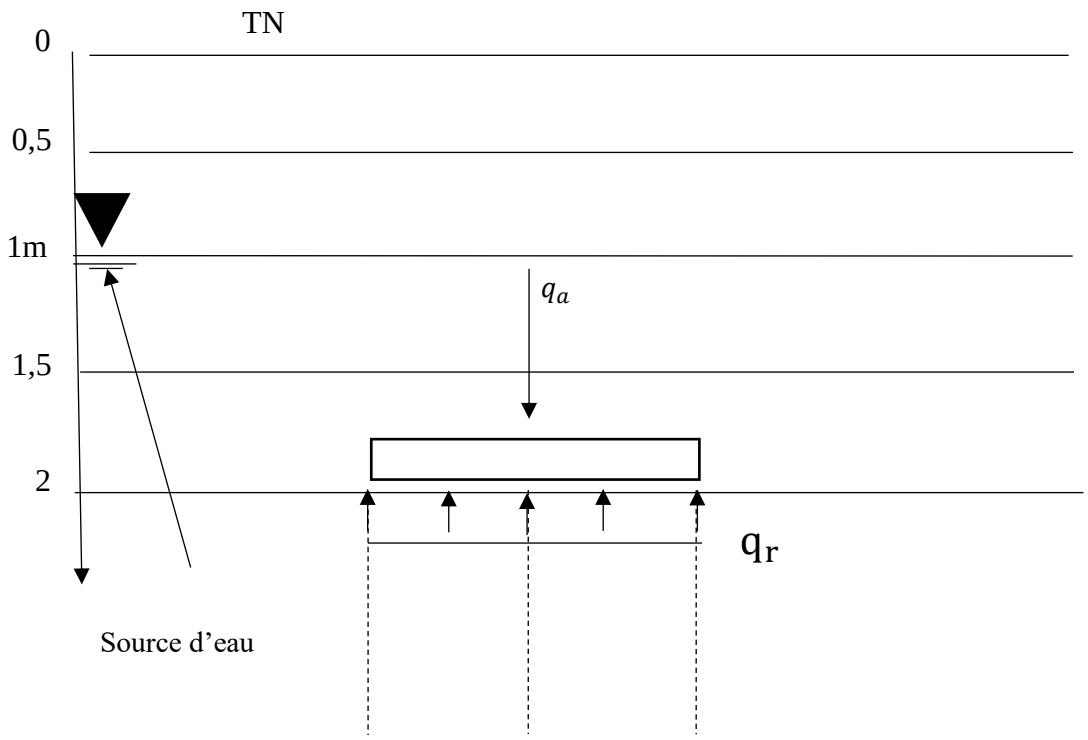


***Figure 5-64** : Schéma de calcul de la semelle isolée sur sol gonflant*

Considérons une humidification périphérique

k : module de réaction du gonflement du sol

a(t) : longueur de la zone active du sol humidifié

q_r : réaction du sol

m : paramètre de la loi d'évolution de la forme de la distribution de la pression de gonflement en fonction du temps s

b : largeur de la semelle

l : longueur de la semelle

H est la profondeur de la source d'eau par rapport à la base de la poutre de fondations

$\mathrm{m} = \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{a(t)}} \qquad k = \frac{\sigma_a}{s_{0-s_g}}$

$\mathrm{q_r} = \mathrm{q_a} - \frac{\mathrm{kbs_d L_i}}{(\mathrm{L_i}+\mathrm{a})(\mathrm{m}+1)}$

$\mathrm{s_d}$ est le déficit du gonflement $\mathrm{s_d} = s_{0-}s_1$

H=1m

On suppose que les eaux de précipitations inondent la fondation. (H=1m) alors la source d'eau est située à 1m de la base de la fondation et l'humidification du sol se développe de façon uniforme au cours du temps dans les directions horizontale et verticale et crée une distribution uniforme de la pression de gonflement sous la semelle isolée.

- **site d'Issaba**

On admet que le sol est homogène et les calculs se font d'un cote de la moitié de la semelle.

- Pour la fondation : 1,5x1,8m

$\mathrm{m} = \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{a(t)}}$

l=1,8m donc $\mathrm{a_1} = 0{,}45$ et $\mathrm{a_2} = 0{,}90$

$\mathrm{m_1} = \frac{1}{0{,}45} = 2{,}22 \quad \mathrm{m_1} = \frac{1}{0{,}9} = 1{,}11$

$k = \frac{\sigma_a}{s_{0-s_g}}$

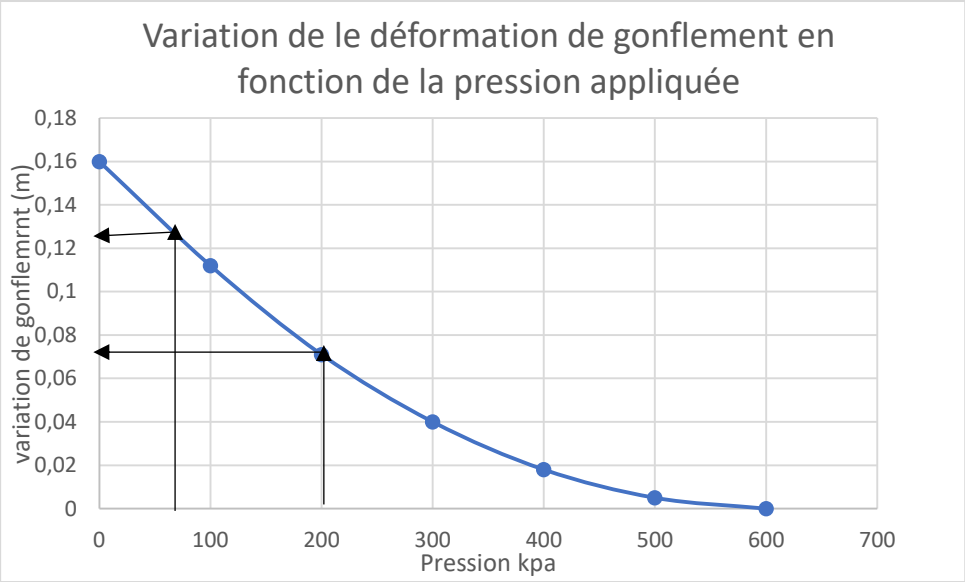


Figure 5-65 : Courbe de variation de la déformation de gonflement du sol lors de son humidification, en fonction de la pression appliquée

la charge appliquée est de 200kN

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{200}{1{,}5x1{,}8} = 74{,}07kpa$$

Graphiquement, s_g= 0,121m

$$k = \frac{74{,}07}{0{,}16-0{,}121} = 1899{,}23kpa/m$$

$$q_r = q_a - \frac{kbs_d L_i}{(L_i + a)(m+1)}$$

$$a = L_2 = 0{,}90$$

$$s_d = s_0 - s_g = 0{,}16 - 0{,}121 = 0{,}039$$

La longueur L=1,8m donc

$$q_r = (74{,}07 * 1{,}5) - \frac{1899{,}23*1{,}5*0{,}039*0{,}9}{(0{,}9)(1{,}11+1)} = 58{,}45kN$$

- **Site d'Ahoyèyè**

  - Pour une fondation : 0,8x1,2m

la charge appliquée est de 200kN

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{200}{1{,}2x0{,}8} = 208{,}33kpa$$

Graphiquement, s_g= 0,072m

$$k = \frac{208{,}33}{0{,}16-0{,}072} = 2367{,}42kpa/m$$

l=1,2m donc et $a = 0{,}60$

$$m_1 = \frac{1}{0{,}3} = 3{,}33 \quad m_1 = \frac{1}{0{,}6} = 1{,}67$$

$$q_r = q_a - \frac{kbs_d L_i}{(L_i + a)(m+1)}$$

$a_1 = L_1 = 0{,}3$ et $a_2 = L_2 = 0{,}6$

$s_d = s_0 - s_g = 0{,}16 - 0{,}072 = 0{,}088$

La longueur L=1,8m donc

$q_r = (208{,}33 * 0{,}8) - \frac{2367{,}42*0{,}8*0{,}088*0{,}6}{(0{,}6)(1{,}67+1)} = 104{,}42\text{kN}$

5.5 Détermination analytique du tassement

Le tassement peut être determiner analytiquement à l'aide la formule suivante

$$s = f * \frac{1-V'^2}{E'} * B * (q' - \sigma'_{vo})$$

Avec :

s: tassement

f: coefficient de forme

V' : coefficient de poisson

B: largeur de la semelle

q': contrainte effective moyenne appliqué au sol par la semelle

σ'_{vo} : Contrainte effective initiale régnant au niveau de la semelle

Site	Largeur b (m)	Longeur a (m)	Section A (m²)	Module oedometrique Eoed	E'=Eoed((1+v)(1-2v)/(1-v))	f	Nser (KPa)	q'=Nser/A	σ'_{vo} (KPa)	Tassements (m)
Issaba	0,8	1,2	0,96	3000	2228,57143	1,04	176,45	183,802	23,6	0,05443
Ahoyèyè	0,8	1,2	0,96	3900	2897,14286	1,04	176,45	183,802	36	0,03863

Nous constatons que les tassements calculés sont supérieurs au tassement admissible de l'Eurocode 7 égal à 20mm. De plus ces tassements sont respectivement supérieurs aux tassements fournir par les simulations numériques par Plaxis.

Conclusion

Les résultats issus des dimensionnements révèlent que pour une charge de 200 kN à l'état limite ultime et pour une semelle isolée de dimensions : largeur 0,8 m et de longueur 1,2 m jusqu'à 2 m de profondeur la capacité portante du sol n'est pas vérifié pour le site d'Issaba et qu'il faut de semelle (1,5x1,8m²) beaucoup plus grande par contre

en ce qui concerne le site d'Ahoyèyè la capacité portante du sol est vérifiée à cette profondeur avec les mêmes dimensions de semelle.

L'intensité et la distribution des efforts internes dans la fondation et dans les parties souterraines du bâtiment ou de l'ouvrage dépendent sensiblement de la vitesse de gonflement et de la géométrie qu'acquiert la surface du sol pendant le gonflement. Le gonflement uniforme du massif de sol ne crée pas d'efforts supplémentaires dans les structures. Le gonflement inégal du sol, qui provoque un soulèvement de la surface en forme de dôme, présente un caractère dangereux car il produit des efforts internes non uniformes et des déformations supplémentaires dans les structures des fondations et des éléments porteurs des structures. C'est pourquoi la prévision des déformations de gonflement de la surface des massifs de sols fait l'objet d'études spéciales.

Le calcul des contraintes provoquées dans la semelle de fondation par le soulèvement du sol doit tenir compte d'un certain nombre de facteurs à savoir :

- à l'état initial, le poids de la construction se répartit sur toute la surface de contact des semelles avec le sol ;
- l'humidification du sol provoque un gonflement, qui peut être nul si la pression due à la construction est supérieure à la pression de gonflement.

Mais cette condition ne concerne pas tout le massif, puisque la diffusion des charges s'accompagne d'une diminution forte des contraintes avec la profondeur.

Il y aura donc toujours un certain gonflement sous les fondations ;

- le gonflement provoque un soulèvement de la semelle de fondation, qui peut être limité si la flexibilité de la semelle est suffisante. Sinon, la semelle subira un pivotement ;
- une fois le sol gonflé, la pression de gonflement diminue, voire disparaît. Il reste sur le sol la pression initiale, mais répartie de façon inégale si la semelle s'est fléchie.

La répartition des pressions de contact finale dépend de la rigidité relative du sol et de la construction ;

- l'extension progressive de la zone humidifiée dans le massif de sol conduit à l'égalisation du gonflement, donc des pressions de contact, qui redeviennent égales aux pressions initiales, si la construction se comporte de façon réversible (sans fissures ni déformations permanentes) ;

– lors du retrait, un cheminement inverse est suivi dans le sol et la construction.

Pour assurer la stabilité, la résistance et une exploitation satisfaisante des bâtiments et ouvrages construits sur des sols gonflants, il convient de respecter les dispositions principales suivantes.

– protéger le sol de toute humidification ;
– traverser les couches superficielles de sol gonflant pour appuyer les fondations sur les couches plus profondes de sols à structure stable et résistante ;
– encastrer partiellement les fondations dans le sol gonflant mais en s'appuyant sur une couche de sol gonflant qui provoque un soulèvement admissible du bâtiment en cas d'humidification ;

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Ce mémoire de fin de formation intitulé « ***Etude exploratoire du comportement des fondations superficielles sur sols gonflants : cas d'Issaba*** » s'est organisé en cinq chapitres.

Dans un premier temps, la problématique a été posée et le point a été fait sur la bibliographie.

Dans un deuxième temps, les pathologies observées sur les constructions ont été étudié. Cette partie a permis à partir de la minéralogie des argiles de comprendre la source du phénomène et d'appréhender les facteurs qui interviennent dans le retrait-gonflement des argiles. Ainsi, une série de conseils constructifs simples a été proposée afin de lutter au mieux contre les conséquences de retrait-gonflement.

Le troisième chapitre fait la présentation du milieu d'étude, de la méthodologie et le but des essais géotechniques réalisés sur ces échantillons dans le laboratoire béninois CNERTP. Les supports photographiques du chapitre 2 ont montré l'ampleur du phénomène dans les zones où les échantillons intacts et remaniés ont été prélevés.

Le quatrième chapitre présente les résultats essais (essais d'identification et essais mécaniques), nous pouvons dire que tous les échantillons prélevés dans la zone d'étude (Issaba et Ahoyèyè) sont de l'argile très plastique, très consistant, non organique et très compressible avec un gonflement élevé. De plus nous suspectons que cette argile est de l'Illite.

Le dernier chapitre présente quelques dimensionnements de semelle isolée sur ces sols à chaque profondeur. Il a été proposé des fondations superficielles au détriment d'une une fondation profonde ou traitement des sols par la stabilisation de leur teneur en eau ou à défaut une construction en motte de terre armée de bois à cause de sa raison économique et du procédé de mise en œuvre facile. Ce chapitre nous a permis de constater pour une charge de 200 kN à l'état limite ultime et pour une semelle isolée de dimensions : largeur 0,8 m et de longueur 1,2 m jusqu'à 2 m de profondeur la capacité portante du sol n'est pas vérifié pour le site d'Issaba et qu'il faut de semelle beaucoup plus grande par contre en ce qui concerne le site d'Ahoyèyè la capacité portante du sol est vérifiée à cette profondeur avec les mêmes dimensions de semelle.

Comme perspectives, nous suggérons un approfondissement de l'étude dans la zone avec des puits profonds pour connaitre les caractéristiques du sol à plus de 2m. Cet approfondissement pourrait tenir compte des deux saisons (saison sèche et pluvieuse). Mais aussi dans les autres communes de la dépression de la Lama. Ceci permettra de ne plus limiter les caractéristiques des argiles situées dans la dépression de la Lama. De plus la réalisation de l'essai de gonflement, de la valeur de bleu de méthylène et d'une étude minéralogique et chimique avec un microscope électronique à balayage puis à l'aide de la technique de la diffraction aux rayons X permettra de confirmer les résultats obtenus. Et enfin l'approfondissement de l'étude des interactions entre fondations superficielles et sols gonflants.

Annexes

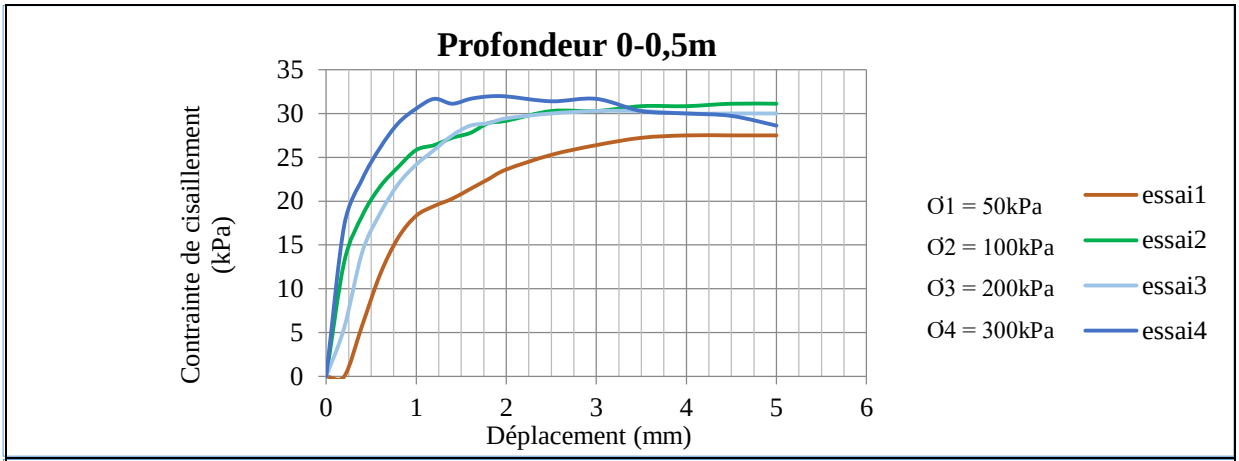
Annexe A : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire sur Puits Manuels : site d'Issaba

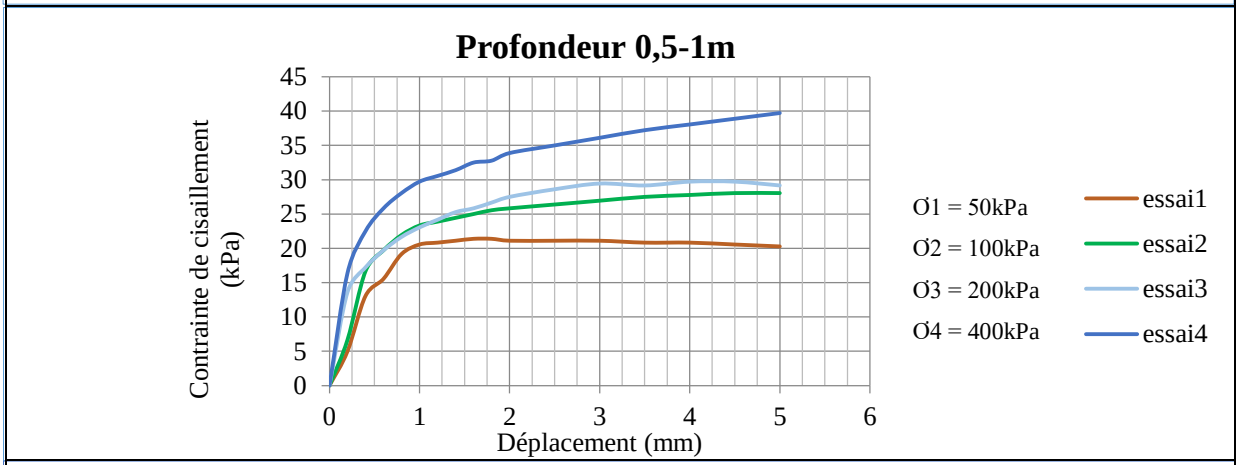
N° général	Type de sondage	Profondeur (m)	D MAX	Analyse Granulométrique par tamisage (%Passant au tamis mm)													Analyse Granulométrique par sédimentation (% Diamètre équivalent mm)									Limites d'Atterberg		Classes	Matière Organique	Densité réelle	OEDOMETRES						CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE (LCPC)				
				10	8	6,3	5	4	3,15	2	1	0,5	0,4	0,315	0,25	0,08	0,063	0,055	0,038	0,025	0,017	0,012	0,00085	0,006	0,005	0,00014	WL	IP	HRB	MO (%)	Ɣs	Type	eo	Cc	Cs	σ_v (Kpa)	Cv (m^2/S)	W% initiale	γ_h (KN/m^3)	γ_d (KN/m^3)	CUU (Kpa)	φUU (dégrés)
1	PM	0,00/0,50	10	100	99	98	97	96	96	95	94	93	93	92	92	89	89	89	86	86	86	86	83	83	80	72	92	40	A7-5	0,5	2,35	Court terme	1,137	0,369	0,092	401,1 à 801,1	2,87E-09	33,16	16,59	12,46	29,20	0,00
2		0,50/1,00	8	-	100	99	99	99	99	99	97	95	95	94	94	91	91	91	91	85	82	79	76	73	70	55	94	41	A7-5	0,5	2,34	Court terme	1,124	0,406	0,085	401,1 à 801,1	2,50E-09	59,42	15,71	9,86	20,00	2,80
3		1,00/1,50	5	-	-	-	100	99	99	98	98	98	97	97	97	95	95	95	92	89	85	82	82	82	76	66	97	43	A7-5	0,6	2,23	Court terme	0,827	0,296	0,079	401,1 à 801,1	1,82E-09	46,66	16,82	11,47	14,20	5,20
4		1,50/2,00	1	-	-	-	-	-	-	-	100	99	99	99	99	96	96	93	93	90	83	83	83	80	80	71	98	42	A7-5	0,6	2,27	Court terme	0,735	0,269	0,068	401,1 à 801,1	2,20E-09	49,13	16,48	11,05	21,90	2,10

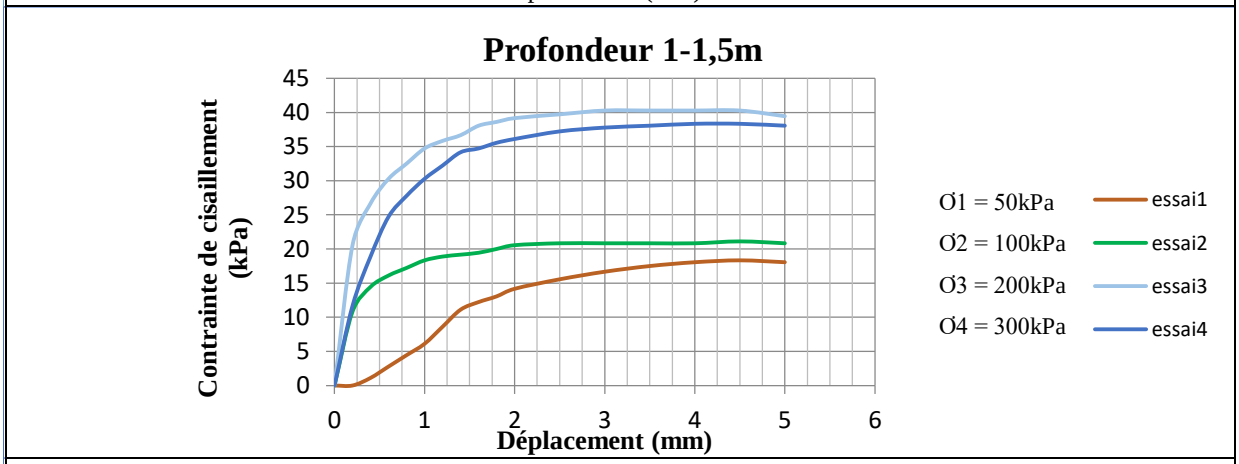
Annexe B : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire sur Puits Manuels : site d'Ahoyèyè

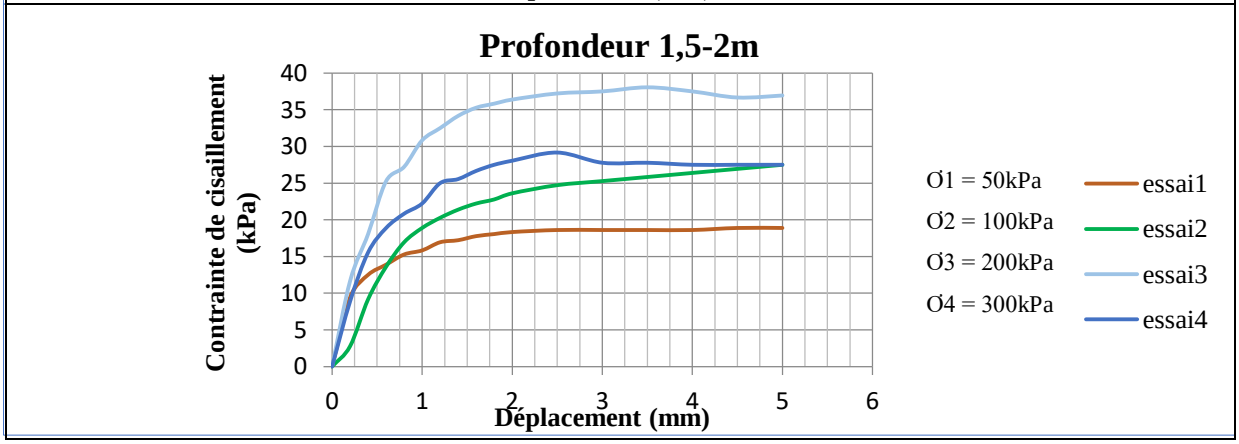
N° général	Type de sondage	Profondeur (m)	D MAX	Analyse Granulométrique par tamisage (%Passant au tamis mm)							Analyse Granulométrique par sédimentation (% Diamètre équivalent mm)									Limites d'Atterberg		Classes	Matière Organique	Densité réelle	OEDOMETRES						CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE (LCPC)				
				1	0,5	0,4	0,315	0,25	0,08	0,063	0,055	0,038	0,025	0,017	0,012	0,0085	0,006	0,005	0,0014	WL	IP	HRB	MO (%)	Ɣs	Type	eo	Cc	Cs	σ_v (Kpa)	Cv (m^2/S)	W% initiale	γ_h (KN/m^3)	γ_d (KN/m^3)	CUU (Kpa)	φUU (dégrés)
1	PM	0,00/0,50	0,5	-	100	99	99	99	92	92	92	86	86	83	80	80	77	75	66	99	44	A7-5	0,7	2,54	Court terme	1,11	0,309	0,068	401,1 à 801,1	3,94E-09	43,55	16,70	11,64	43,20	1,30
2		0,50/1,00	1	100	99	99	99	98	91	90	87	87	84	84	84	82	76	73	58	98	43	A7-5	0,7	2,31	Court terme	0,877	0,301	0,086	401,1 à 801,1	3,16E-09	43,37	16,46	11,48	47,10	2,90
3		1,00/1,50	0,4	-		100	99	99	94	94	94	91	88	88	85	82	82	79	71	98	43	A7-5	0,7	2,27	Court terme	0,794	0,249	0,074	401,1 à 801,1	3,61E-09	42,50	16,91	11,87	43,40	3,30
4		1,50/2,00	0,5	-	100	99	99	99	97	96	96	93	90	87	84	81	78	72	59	98	43	A7-5	0,8	2,52	Court terme	1,1	0,301	0,058	401,1 à 801,1	1,41E-09	40,57	16,16	11,50	73,00	7,30

Annexe C : Courbe contrainte-déformation de l'a**rgile d'**Issaba

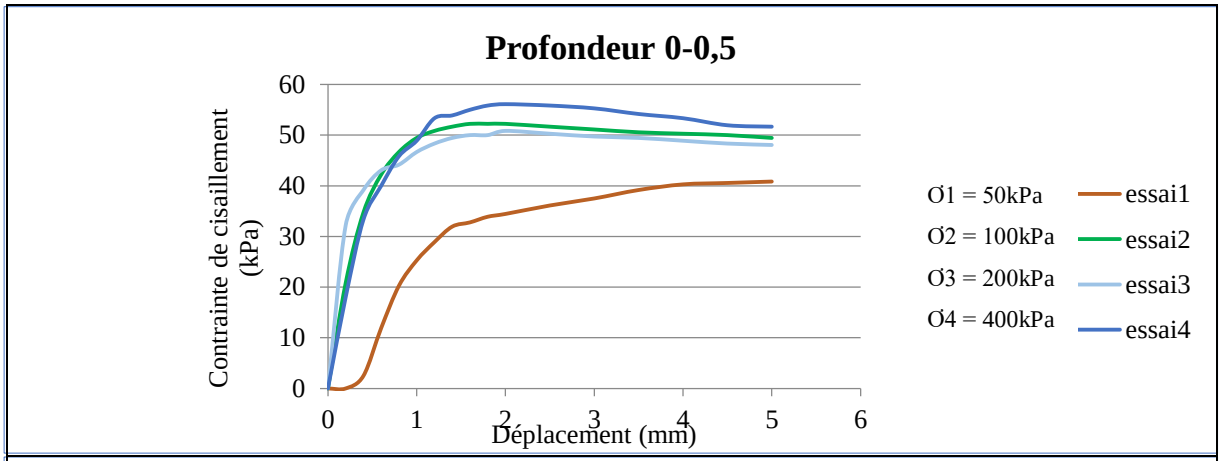


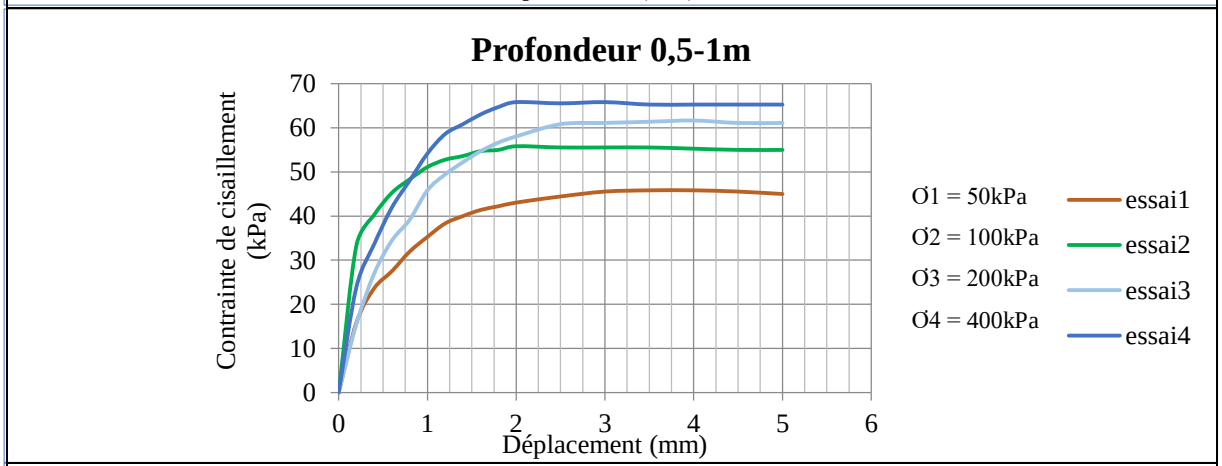


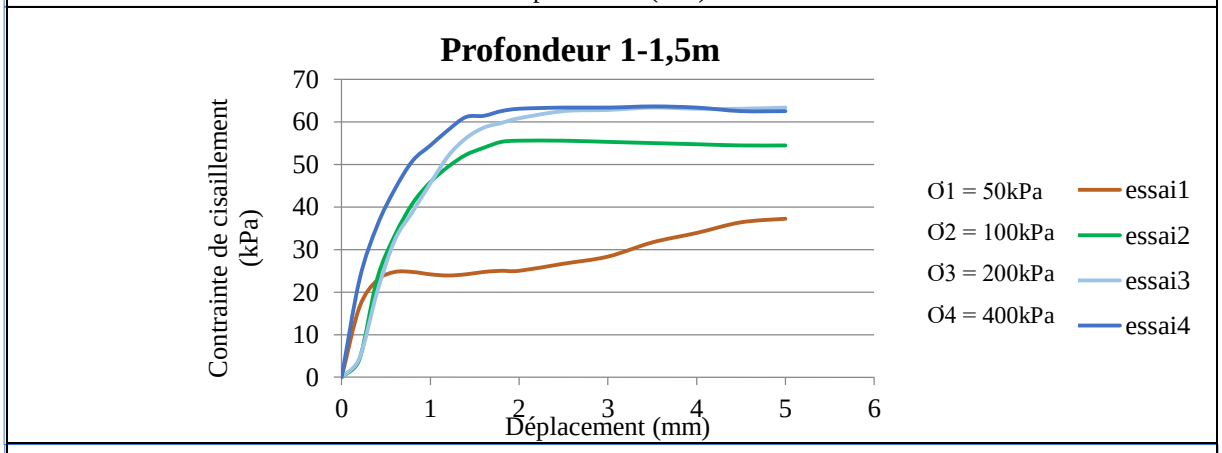


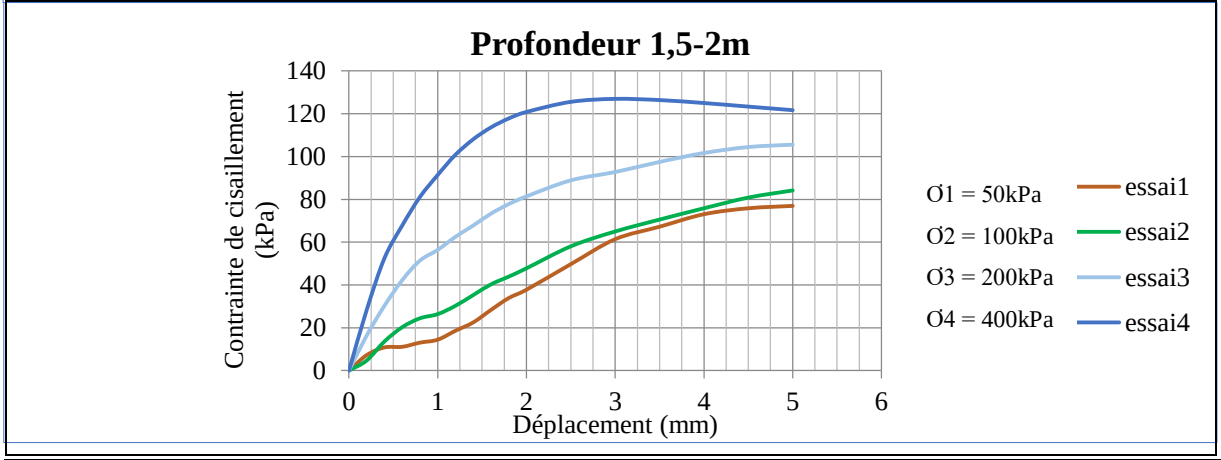


Annexe D : Courbe contrainte-déformation de l'a**rgile d'**Ahoyèyè









Références bibliographiques

[1] KPONVI Fidèle Anani Aggbénonchi, «ETUDE DU PHENOMENE DE GONFLEMENT DES SOL ARGILEUX DANS LE BASSIN SEDIMENTAIRE COTIER AU BENIN : Cas de la région de Massè,» Université d'Abomey-Calavi, 2011.

[2] J.-P. MAGNAN, «Panorama des sols gonflants en géotechnique,» p. 19.

[3] Quatorzième réunion du Sous-Comité ouest et centre africain de corrélation des sols, «Les sols béninois : classification dans la Base de référence mondiale».

[4] M. L. Z. e. W. BELAKROUF, Calcul des fondations et évaluation des tassements d'un sol potentiellement gonflant abritant un ensemble immobilier, Université de Boumerdes: Faculte des sciences de l'ingénieur, 2017.

[5] Jones Lee D et Jefferson Ian, «Ice manual of geotechnical engineering. Chapter 33,» *Expansive soils. UK : School of civil ingineering, University of Birmingham UK,* vol. 1, n° %1 DOI: 10.1680/moge.57074.0413, pp. 413-441, 2012.

[6] Z. JIAN, «Assessment of the reactivity of expansive soil in Melbourne metropolitan area,» RMIT University, Melbourne,Australia, 2015.

[7] Buol et al, «Soil genesis and Classification,» Iowa State University, Iowa, USA, 1997.

[8] E. Hussein, «Damage mechanism of expansive soils,» 2nd international conference on geotechnical engineering, Hammamat-Tunis, 2010.

[9] Bekkouche et al, «Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen,» BULLETIN LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES, Tlemcen-Algérie, 2001.

[10] A. Ayman, «Numerical Modeling of expansive soil Behavior,» Université de Stuttgart, Stuttgart, Allmagne , 2008.

[11] G. S. G. MILOHIN, «ETUDE DE LA PERFORMANCE DES CHAUSSEES SUR SOL GONFLANT, RENFORCEES PAR GEOSYNTHETIQUE : CAS DE LA ROUTE POBE-KETOU,» EPAC, Université Abomey-Calavi, 2012.

[12] Yvette Sedjro Tankpinou Kiki, «Caractérisation minéralogique, thermique et microscopique des sols fins en technique routière,» Université de Bordeaux et Université d'Abomey-Calavi, France et Benin, 2016.

[13] B. NOUHOLIDJI, «Etude du phénomène de gonflement des sols argileux dans le bassin sédimentaire côtier au Bénin : cas de la commune de DOGBO,» Ecole Polytechnque d' Abomey-Calavi (EPAC), Bénin , 2014.

[14] YABI C., «Construction de route sur sol mouvant; quelle structure pour quel trafic? application au tronçon de Sèhouè-Massi de la RNIE N°2,» Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi, Université d'Abomey-calavi, 2011.

[15] H. EJJAAOUANI, «Interactions des fondations et des sols gonflants:pathologie, calculs et études expérimentales».

[16] MEGLETO C. et ONIBON E., «Etude des paramètres C et ... des vertisols: cas d'Onigbolo prélevée à deux mètres de profondeur,» Abomey-Calavi, 2003.

[17] K. J. AGBELELE, G. G. AÏSSE, A. P'KLA et G. DEGAN, «PHISCI-MECHANICAL CHARACTERIZATION OF CLAYEY SOILS OF ISSABA DEPRESSION SOUTH-EAST OF BENIN,» *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Building,* n° %11, p. page 2 . Fig. 1, 2016.

[18] https://fr.wikipedia.org/wiki/Pobè.

[19] I. n. d. l. s. e. d. l. économique, «Recensement général 2013 de la population,» p. 72, fév- 2016.

[20] G. BANI, Monographie de la commune de Pobè, mai- 2006.

[21] https://www.average-weather.com/fr/.

[22] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Sols : reconnaissance et essais Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux méthode par étuvage NFP 94-050,» sept-1995.

[23] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Sols : reconnaissance et essais Détermination des Limites d'ATTERBERG NF P94-051,» mars- 1993.

[24] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Détermination de la masse volumique des particules solides des sols NF P 94-054,» oct- 1991.

[25] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Détermination de la teneur en matière organique XP P 94-055,» 1996.

[26] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Sols : reconnaissance et essais Analyse Granulométrique Méthode par tamisage à sec après lavage NF P94-056,» mars-1996.

[27] Highway Research Board (HRB), «Classification américaine des sols,» 1992.

[28] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Sols : reconnaissance et essais Analyse Granulométrique des sols Méthode par sédimentation NF P94-057,» mai- 1992.

[29] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. Partie1 : cisaillement direct NF P 94-071-1,» août- 1994.

[30] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Essai oedométrique. Parti 1 : Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers XP P94-090-1,» déc-1997.

[31] H. B. Philipponnat G., Fondations et ouvrages en terre, Eyrolles, Paris, 2002.

[32] NADJO A. et ZANGBA H. , «Amélioration du comportement structural des chaussées revêtues sur sols expansifs: cas de l'utilisation d'un matériau géosynthétique (Géogrille Tensar SS30) sur la section de route Pobè-Onigbolo au Sud-Est du Bénin,» Lomé-TOGO, 2009.

Table des matières

Dédicaces ii

Remerciements iii

Résumé vi

Abstract vii

Nomenclatures viii

INTRODUCTION 1

1.Chapitre 1 : Argile et sols gonflants 4

1.1 Les argiles 4

1.1.1 Généralités 4

1.1.2 Aspects microstructuraux des argiles 4

1.1.2.1 Structure minéralogique des argiles 4

1.1.2.2 Interaction physico-chimique entre l'eau et l'argile 7

1.1.3 Les principaux types d'argile 8

1.1.3.1 Les kaolinites 8

1.1.3.2 Les smectites ou montmorillonites 9

1.1.3.3 Les illites 11

1.1.3.4 Autres minéraux argileux 13

1.2 Les sols gonflants 13

1.2.1 Généralités 13

1.2.2 Mécanismes de gonflement et de retrait des sols argileux 14

1.2.2.1 Gonflement au sens physico-chimique 14

1.2.2.2 Gonflement au sens mécanique 15

1.2.2.3 Le retrait de l'argile 16

1.2.2.4 Retrait - Gonflement des argiles 16

1.2.3 Localisation des sols gonflants au Bénin 17

2.CHAPITRE 2 : Pathologie des constructions dans les zones de sols gonflants 20

Introduction 20

2.1 Phénomène de retrait-gonflement 20

2.2 Tassement des sols 21

2.2.1 Tassement général 21

2.2.2 Tassement différentiel 22

2.2.3 Origine du tassement 23

2.3 Comportement des bâtiments lors du gonflement du sol 23

2.4 Conséquences de l'humidification du sol de fondation et comportement des bâtiments et ouvrages d'art lors du gonflement du sol 24

2.5 Désordres observés sur les ouvrages 24

a) Fissuration 25

b) Gonflement 27

c) Affaissement et effondrement 27

d) Soulèvement 28

2.6 Recommandations pratiques lors d'une construction sur sols gonflants 28

3.Chapitre 3 : Matériaux, matériels et méthodologie 34

Introduction 34

3.1 Milieu d'étude 34

3.1.1 Situation géographique 34

3.1.2 Population et structure administrative 35

3.1.3 Climat 35

3.1.4 Relief [20] 36

3.1.5 Sols [20] 36

3.1.6 Présentation des sites de prélèvement 37

3.2 Méthodologie de recherche 38

3.2.1 Recherche et localisation de site 38

3.2.2 Prélèvements 38

3.2.3 Description des essais 40

3.2.3.1 Essais d'identification 40

3.2.3.1.1 Essai de détermination de la teneur en eau pondérale (NFP 94 -050) [22] 40

3.2.3.1.2 Limites d'Atterberg (NF P 94-051) [23] 40

3.2.3.1.3 Détermination du Poids spécifique des grains solides (NF P 94-054) [24] 42

3.2.3.1.4 Essai de détermination de la teneur en matière organique (XP P 94-055) [25] 42

a- Définition et but de l'essai 42

b- Principe de l'essai 43

c- Interprétation des résultats 43

3.2.3.1.5 Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) [26] 43

3.2.3.1.6 Analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P 94-057) [28] 44

3.2.3.2 Essais mécaniques 45

3.2.3.2.1 Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1) [29] 45

3.2.3.2.2 Essai œdométrique (XP P 94-090-1) [30] 45

a- Définition et but de l'essai 45

b- Principe de l'essai *46*

c- Interprétation des résultats *46*

Conclusion ***47***

4.Chapitre 4 : Etude expérimentale du comportement des sols gonflants en laboratoire *49*

Introduction ***49***

4.1 Essais d'identification ***49***

4.1.1 Teneur en eau naturelle *49*

4.1.2 Limite d'Atterberg *50*

4.1.2.1 *Argile d'Issaba* 50

4.1.2.2 *Argile d'Ahoyèyè* 51

4.1.3 Poids volumique des grains solides *52*

4.1.4 Analyse granulométrique par tamisage et par sédimentomètrie *53*

4.1.4.1 *Argile d'Issaba* 53

4.1.4.2 *Argile d'Ahoyèyè* 54

4.1.5 Matière organique *54*

4.2 Essais mécaniques ***55***

4.2.1 Essai de cisaillement *55*

4.2.1.1 *Argile d'Issaba* 56

4.2.1.2 *Argile d'Ahoyèyè* 57

4.2.2 Essai oedometrique *59*

4.2.2.1 *Argile d'Issaba* 59

4.2.2.2 *Argile d'Ahoyèyè* 61

4.2.3 Estimation du gonflement par la méthode directe *63*

4.2.4 Estimation du gonflement par la méthode indirecte *63*

Conclusion ***64***

5.Chapitre 5 : Modélisation du comportement des fondations dans un massif de sol gonflants *66*

Introduction ***66***

5.1 Le logiciel Geofond ***66***

5.1.1 Description du logiciel *66*

5.1.1.1 *GEOFOND - Fondations Superficielles* 67

5.1.1.2 *GEOFOND Fondations Profondes* 68

5.1.1.3 *Le calcul* 68

5.1.2 Données de simulation *69*

5.1.3 Résultats et discussions *70*

5.1.3.1 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 0 à 0,5 m* 71
5.1.3.2 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 0,5 à 1 m* 72
5.1.3.3 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 1 à 1,5 m* 73
5.1.3.4 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 1,5 à 2 m* 74
5.1.3.5 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Issaba : profondeur 1,5 à 2 m* 75
5.1.3.6 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè : profondeur 0 à 0,5 m* 77
5.1.3.7 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè : profondeur 0,5 à 1 m* 78
5.1.3.8 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè : profondeur 1 à 1,5 m* 79
5.1.3.9 *Dimensionnement d'une semelle isolée à Ahoyèyè : profondeur 1,5 à 2 m* 80
5.2 Le logiciel Plaxis ***81***
5.2.1 L'originalité du logiciel Plaxis *81*
5.2.2 Les points forts de plaxis 2D *82*
5.2.3 Les options par défaut et les solutions approchés *83*
5.2.3.1 Le maillage *83*
5.2.3.2 Les conditions aux limites *84*
5.2.3.3 Les pressions interstitielles *84*
5.2.3.4 La conduite des calculs non linéaires *85*
5.2.3.5 Le coefficient de sécurité *85*
5.2.4 Les modèles de comportement utilisés dans plaxis *86*
5.2.4.1 Comportement élasto-plastique *86*
5.2.4.2 Modèle élastique linéaire *87*
5.2.4.3 Modèle de Mohr-Coulomb *88*
5.2.4.4 Modèle pour sols mous « Soft Soil Model (S.S.M) » *90*
5.2.4.5 Modèle de sol avec écrouissage « Hardening Soil Model (H.S.M) » *91*
5.2.4.6 Modèle défini par l'utilisateur *92*
5.2.5 Les paramètres fondamentaux de Plaxis *92*
5.2.5.1 Le module de Young *92*
5.2.5.2 Le coefficient de poisson *93*
5.2.5.3 L'angle de frottement *94*
5.2.5.4 La cohésion *94*
5.2.5.5 L'angle de dilatance (Ψ) *94*
5.2.5.6 Les paramètres de compressibilité *95*
5.2.5.7 La Prise en compte de la surconsolidation *96*
5.2.5.8 Les paramètres avancés *96*
5.2.6 Présentation des différentes étapes de paramétrage *97*
5.2.6.1 Définition des données de simulation *97*

5.2.6.1.1 La géométrie du modèle 97
5.2.6.1.2 Caractéristiques des matériaux 97
5.2.6.1.2.1 Caractéristiques du massif de sol 97
5.2.6.1.2.2 Caractéristiques de la fondation 99
5.2.6.2 Génération du maillage 100
5.2.6.3 Définition des conditions initiales 101
5.2.6.4 Procédure de calcul et les principaux résultats 103
5.2.7 Présentation des résultats et interprétation des résultats 104
5.2.7.1 Simulation avec le Mohr-coulomb non drainé 104
5.2.7.1.1 Simulation donnée d'Issaba 104
5.2.7.1.2 Simulation donnée d'Ahoyèyè 106
5.2.7.2 Simulation avec le modèle Hardening Soil Model (H.S.M) non drainé 108
5.2.7.2.1 Simulation donnée d'Issaba 108
5.2.7.2.2 Simulation donnée d'Ahoyèyè 111
5.3 Comparaison des résultants des deux méthodes numériques (Géofond et Plaxis) 114
5.4 Etude de l'effet du gonflement sur la fondation superficielle 115
5.4.6 Le module de réaction des sols gonflants 117
5.4.7 Le comportement des fondations superficielles (semelle isolée) lors de l'humidification des sols 121
5.4.8 Détermination des efforts internes dans une semelle isolée lors de l'humidification du sol gonflant 123
5.4.9 Application numérique de la méthode analytique 125
5.5 Détermination analytique du tassement 128
Conclusion 128
CONCLUSION ET PERSPECTIVES 132
Annexes 134
Annexe A : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire sur Puits Manuels : site d'Issaba 135
Annexe B : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire sur Puits Manuels : site d'Ahoyèyè 135
Annexe C : Courbe contrainte-déformation de l'argile d'Issaba 136
Annexe D : Courbe contrainte-déformation de l'argile d'Ahoyèyè 137
Références bibliographiques 138
Table des matières 141