

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université
Aboubekr Belkaïd
Tlemcen



جامعة
أبو بكر بلقايد

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE MASTER

FILIÈRE : GÉNIE CIVIL

OPTION : GÉOTECHNIQUE

Thème

***Dimensionnement d'un système de
fondation sur sols expansifs***

Présenté par

REKKAB Mohammed Hicham

LAOUEDJ Younes

Soutenu en Juin 2019 devant le jury composé de :

Pr. BENYELLES Zoheir	UAB. Tlemcen	Président
Pr. BEKKOUCHE Abdelmalek	UAB. Tlemcen	Encadreur
Dr. AISSA MAMOUNE Sidi Mohammed	CU. Ain Témouchent	Examineur

Année universitaire : 2018/2019

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le DIEU le plus puissant et miséricordieux, qui nous a donné le courage et la force pour accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos profondes reconnaissances à nos chers parents qui nous ont aidé et poussé vers l'achèvement de notre projet de fin d'étude.

On profite cette occasion pour adresser nos gratitudees à notre encadreur Mr Abdelmalek BEKKOUCHE qui nous a accompagnés toute l'année par ses précieux conseils, disponibilité et savoir-faire.

Nous remercions encore toutes les enseignantes et tous les enseignants et toutes personnes qui nous ont formés pour arriver à ce point de ce projet.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury Mr Zoheir BENYELLES et Mr Sidi Mohammed AISSA-MAMOUNE pour avoir sacrifié avec leurs temps pour apprécier ce travail.

Enfin, nous remercions tous les collègues qui ont créé pour nous un espace d'échange et du travail intellectuel et toutes personnes qui ont nous aidé de près ou de loin.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers, honorables parents qui m'ont toujours soutenu, et encouragé tout au long de mes études. Que DIEU tout puissant vous garde et vous procure santé et bonheur.

A mon cher frère MAROINE et ma chère sœur RANIA qui m'ont aidé durant toutes ces années.

A ma grand-mère, mes oncles, tentes, cousins et cousines et tout la famille REKKAB et TAGMI.

A mon professeur A. BEKKOUCHE qui m'a poussé à aimer cette spécialité, et qui m'a donné la chance de connaître la vraie valeur de la géotechnique.

A mes professeurs TALEB, SENHADJI, BERRI, KHEROUFI..., qui m'ont aidé depuis mes études primaires, moyennes et secondaires.

Je dédie ce travail à mes chers H. Chahrazed, B. Ibrahim, C. Anisse, E. Soheib, D. Ali..., et les remercie de leurs soutiens et pour les agréables moments qu'on a passé ensemble durant ces dernières années.

A tous ce qui m'ont aidé de près ou de loin durant tout au long de mon cursus scolaire et universitaire.

Enfin, j'adresse ma gratitude à tous les gens qui je connaisse et qui m'aime.

REKKAB Mohammed Hicham

Dédicace

Je dédicace ce modeste travail :

A ma chère mère " AMINA ", que DIEU lui fasse miséricorde et la rendre heureuse et honnête de moi dans sa tombe, insha'allah.

A mon très cher père "YOUCEF" et à ma très chère grand-mère " FATIMA ", ma deuxième maman, comme témoignage d'amour et de gratitude pour vos encouragements, vos soutiens, vos assurances de mon bien être et vos efforts pour m'éduquer et de me former pour enfin j'ai pu réaliser ce projet. Puisse le DIEU le tout puissant vous garder en bonne santé et heureux.

A mes chères sœurs SOUMIA et ASMAE qui ont toujours été présents pour donner un goût et un sens à ma vie.

Un grand remerciement pour mes oncles et tantes et leurs petites familles ainsi que ma belle-mère, qui ont été toujours mon support et ma source de patience. Sans oublier ma grand-mère "FATNA" et ma grande grand-mère "MERIEM", que DIEU les protège.

A mon professeur A. BEKKOUCHE qui m'a forcément aidé pour réussir ce travail.

Je remercie Amina. M, Nadia. M, Hicham. M, Abdeslem. B, Aboubakre .B, Abdelfatah. M, Mohammed. L, Amar. L... et toutes autres personnes que j'ai connues dans mon cycle universitaire.

A mes amis d'enfance SOULIMANE.R, SOUFIANE.H et tous les autres qui m'ont souhaité mon succès.

Enfin, j'adresse mes sincères gratitude à toutes personnes qui m'ont aimé et encouragé.

LAOUEDJ Younes

Sommaire

Notations :	9
Liste des figures :	11
Liste des tableaux :	14
Introduction générale et présentation du sujet	17
i. Contexte général :	18
ii. Énoncé du problème :	18
iii. Questions sur la thématique :	20
iv. Objectifs et moyens :	21
v. Méthodologie :	21
Revue de la littérature	22
1. L'argile	23
2. Gonflement-retrait des argiles	25
2.1. Types de gonflement	26
2.1.1. Gonflement interparticulaire :	26
2.1.2. Gonflement intraparticulaire :	26
2.2. Causes du gonflement /retrait	26
2.3. Retrait des argiles	27
2.4. Identification des sols gonflants	28
2.5. Mesure des paramètres de gonflement :	29
3. Les fondations	29
3.1. Les types des fondations	30
3.1.1. Fondations superficielles	30
3.1.2. Fondations profondes	32
3.2. Critères de choix e fondation	33
3.3. Dimensionnement des fondations	33

3.3.1.	Semelles superficielles :.....	33
3.3.2.	Semelles sur pieux :.....	33
4.	Pathologie des fondations et techniques de construction.....	34
4.1.	Pathologie des fondations	34
4.2.	Techniques de construction.....	36
4.2.1.	Amélioration des sols	36
4.2.2.	Amélioration des fondations :	36
Chapitre I :	Mesure et identification des sols gonflants	37
I.1.	Introduction.....	38
I.2.	Identification des sols gonflants.....	38
I.2.1.	Identification visuelle :.....	39
I.2.2.	Identification géologique :	40
I.2.3.	Identification géomorphologique :.....	40
I.2.4.	Identification par analyse granulométrique :	41
I.2.5.	Identification par les limites d'Atterberg :.....	42
I.3.	Modèles d'estimation du gonflement	49
I.3.1.	Méthodes indirectes	49
I.3.2.	Méthodes directes	53
I.3.2.1.	Méthode de MYSLIVEC :	53
I.3.2.2.	Méthode du C.E.B.T.P :	54
I.3.2.3.	Méthode de HUDER et AMBERG :	55
I.3.2.4.	La méthode chinoise :.....	55
I.3.2.5.	Méthode de FIRTH :	56
I.3.2.6.	Méthode de FU HUA CHEN :	57
I.3.2.7.	Méthode du double œdomètre :	57
I.3.2.8.	Méthode de gonflement libre :	58

I.3.2.9.	Méthode de gonflement sous charges constantes :	59
I.3.2.10.	Méthode de gonflement à volume constant :	60
I.4.	Mesure de retrait :	61
I.4.1.	Essai de retrait libre :	61
I.4.2.	Essai de retrait sous charge :	63
I.4.3.	Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle :	63
I.4.4.	Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective :	64
I.4.5.	Les techniques de mesure de la courbe de retrait :	65
I.4.5.1.	Les méthodes de mesure directe du volume de l'échantillon	65
I.4.5.2.	Les méthodes de mesure indirecte du volume de l'échantillon	66
I.5.	Conclusion	66
Chapitre II : Pathologie des fondations et techniques de construction sur sols expansif .		67
II.1.	Introduction	68
II.2.	Pathologies des fondations	68
II.2.1.	Une fondation superficielle sur sol gonflant	68
II.2.2.	Un pieu dans un sol gonflant	72
II.2.3.	Une route sur sol gonflant	75
II.3.	Techniques de construction sur sols expansifs	76
II.3.1.	Traitement des sols :	76
II.3.1.1.	La stabilisation mécanique	76
II.3.1.2.	La stabilisation thermique	79
II.3.1.3.	La stabilisation chimique	79
II.3.2.	Adaptation des fondations :	83
II.3.2.1.	Mesures préventives :	83
II.3.2.2.	Mesures constructives :	85

II.4.	Conclusion	92
Chapitre III : Etude de cas		93
III.1.	Introduction	94
III.2.	Définition du projet	94
III.2.1.	Situation géographique du terrain étudié	94
III.2.2.	Programme des essais	94
III.3.	Résultats des reconnaissances.....	95
III.3.1.	Contexte géologique :	95
III.3.2.	Caractéristiques du sol étudié	95
III.4.	Identification du gonflement de ce terrain :	96
III.5.	Estimation des paramètres du gonflement :	98
III.5.1.	Potentiel de gonflement :	98
III.5.2.	Pression de gonflement :	99
III.5.3.	Interprétation des résultats :	100
III.5.4.	Mesure directe de la pression de gonflement	100
III.6.	Étude de l'infrastructure :	100
III.6.1.	Prévention du risque.....	100
III.6.2.	Prédimensionnement des fondations :	101
III.6.2.1.	Semelle centrale :	102
III.6.2.2.	Semelle de rive :	105
III.6.3.	Interprétation des résultats :	108
III.7.	Conclusion.....	109
Conclusion générale.....		110
Références Bibliographiques :		113
Annexes		117

Notations :

ε_g : le potentiel de gonflement

σ_g : la pression de gonflement

I_p : l'indice de plasticité

W_L : la limite de liquidité

W_P : la limite de plasticité

W_R : la limite de retrait

W_n : teneur en eau naturelle

I_R : l'indice de retrait

RI : Retrait linéaire

γ_d : densité sèche

Ac : activité

C : teneur en argile

T_{Ca} : la teneur en carbonate de calcium (%)

S_r : le degré de saturation

M : facteur qui caractérise le poids de la procédure utilisée pour mesurer le paramètre en question

σ_0 : contrainte initiale verticale initiale due aux poids propres du sol

σ_p : contrainte de préconsolidation

$\Delta\sigma$: contrainte provoquée par le chargement

c_c : indice de compression à l'œdomètre

c_s : indice de gonflement à l'œdomètre

Δv : variation de volume de l'échantillon (m^3)

v_0 : volume initiale de l'échantillon (m^3)

Δh : variation de la hauteur de l'échantillon (m)

h_0 : hauteur initiale de l'échantillon (m)

e_i : indice des vides initial

e_f : indice des vides final

ϕ : l'angle de frottement

C : la cohésion

Z : la profondeur (m)

N_u : effort normal à l'ELU (kN)

M_u : Moment fléchissant à l'ELU (kN.m)

a : longueur du poteau (m)

b : largeur du poteau (m)

A : longueur de la semelle (m)

B : largeur de la semelle (m)

S : surface de la semelle (m²)

D : profondeur de la semelle (m)

d : hauteur utile de la semelle (m)

h_t : hauteur totale de la semelle (m)

e_x : excentricité (m)

Liste des figures :

Figure 1 : Désordres au niveau de la longrine d'une maison du village (Belabbaci, 2014).	18
Figure 2 : Le gonflement affecte les routes (Belabbaci, 2014).....	19
Figure 3 : Constructions endommagés à cause des sols expansifs (Vinceslas, 2009).	20
Figure 0-1 : Représentation schématique de l'empilement des feuillets (Ziani, et al., 2016).	23
Figure 0-2 : particule d'argile dit 1/1 ou TO (Berthaud, et al., 2013).	24
Figure 0-3 : particule d'argile dit 2/1 ou TOT (Berthaud, et al., 2013).	24
Figure 0-4 : types d'argiles d'après Mitchell cité par (Berthaud, et al., 2013).....	24
Figure 0-5 : Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992) cité par (NOWAMOOZ, 2007).	25
Figure 0-6 : Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation (BENMESSAOUD, 2017).	26
Figure 0-7 : Courbe de retrait classique (NOWAMOOZ, 2007).	28
Figure 0-8 : types des fondations (KASSOUL, 2016).	30
Figure 0-9 : Semelle isolée (KASSOUL, 2016).	31
Figure 0-10 : semelle filante sous un mur voile (KASSOUL, 2016).	31
Figure 0-11: semelle filante sous poteaux (KASSOUL, 2016).	31
Figure 0-12 : Fondation superficielle de type radier (KASSOUL, 2016).	32
Figure 0-13 : les domaines des fondations (KASSOUL, 2016).	32
Figure 0-14 : Effet du phénomène retrait-gonflement sur les maisons (Elie, 1993).....	35
Figure 0-15 : les schémas de détresse typiques résultant du soulèvement de sols expansifs (Coduto, 1994).	35
Figure I-1 : sol expansif montrant des fissures (Ifsttar et Armines, 2017).....	39
Figure I-2 : sol expansif montrant du "Pop-corn" (THE UNIVERSITY OF ARIZONA, 2019).	39
Figure I-3 : Répartition granulométrique pour l'analyse par tamis sec et humide.	42
Figure I-4 : La description des limites d'Atterberg, le changement de volume et la réponse de contrainte-déformation généralisée des sols expansifs (d'après Holtz et Kovacs, 1981).	43

Figure I-5 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed, et al, 1962) cité par (Vincent, et al., 2006).....	46
Figure I-6 : Caractérisation des sols gonflants [ligne A : $I_p = 0,73(w_L - 20)$] cité par (Vincent, et al., 2006).....	47
Figure I-7 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de MYSLIVEC cité par (Belabbaci, 2014).	54
Figure I-8 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode du C.E.B.T.P cité par (Belabbaci, 2014).	54
Figure I-9 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de HUDER et AMBERG cité par (Belabbaci, 2014).....	55
Figure I-10 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode Chinoise cité par (Belabbaci, 2014).	56
Figure I-11 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de FIRTH cité par (Belabbaci, 2014).	56
Figure I-12 : Détermination de la pression de gonflement selon CHEN cité par (DJAANI, et al., 2011).	57
Figure I-13 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode du double odomètre cité par (DJAANI, et al., 2011).	58
Figure I-14 : Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique et triaxial (Belabbaci, 2014).	58
Figure I-15 : Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil œdométrique et triaxial (Vincent, et al., 2006).	59
Figure I-16 : Méthode de gonflement à volume constant (Vincent, et al., 2006).....	60
Figure I-17 : Dispositif pour l'essai de retrait (XP P 94-060-2) cité par (Myriam, et al., 2008).61	
Figure I-18 : Dispositif pour l'essai de retrait. Deuxième génération cité par (Myriam, et al., 2008).	62
Figure I-19 : Dispositif automatisé pour l'essai de retrait. Troisième génération citée par (Myriam, et al., 2008).....	62

Figure I-20 : Appareillage pour l'essai de retrait sous charge à l'œdomètre cité par (Myriam, et al., 2008).....	63
Figure I-21 : Courbe de retrait volumique conventionnel sur matériau remanié (NOWAMOOZ, 2007).....	64
Figure I-22 : Courbe de retrait linéaire sur matériau intact (NOWAMOOZ, 2007).	64
Figure II-1 : Variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur (Sermondadaz, 2018).	69
Figure II-2 : Lézarde causée par les sols gonflants (Sermondadaz, 2018).	69
Figure II-3 : Types de bâtiments concernés par la pathologie (JACQUARD, 2008).	70
Figure II-4 : Développement de fissures provoquées par le soulèvement d'une partie de la fondation (Magnan, 2013).	70
Figure II-5 : mouvements différentiels sous les semelles isolées (CPSedit, 2017).....	71
Figure II-6 : Essais d'humidification du sol argileux gonflant autour de pieux (Magnan et al, 1995) cité par (Magnan, 2013).	74
Figure II-7 : Courbes de chargement de quatre pieux dans un sol argileux gonflant, au cours de l'humidification du massif (Magnan et al, 1995) cité par (Magnan, 2013).....	74
Figure II-8 : Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant (Magnan, 2013). .	75
Figure II-10 : Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux Bulletin CRR cité par (Belabbaci, 2014).	80
Figure II-11 : Influence de la chaux sur les caractéristiques de compactage. Bulletin CRR cité par (Belabbaci, 2014).	81
Figure II-12 : schéma des dispositions constructives (BRGM/RP-54862-FR- Octobre 2006) cité par (BENMESSAOUD, 2017).....	85
Figure II-13 : Semelles superficielles sur remblai (Ferrah, 2006).	87
Figure II-14 : Semelles superficielles sur remblai partiel + vide sanitaire (Ferrah, 2006).....	87
Figure II-15 : Fondation profonde (puits ou pieux) (Ferrah, 2006).	89
Figure II-16 : Fondation de bâtiment légère typique composée de puits forés et de poutres longrines (Coduto, 1994).....	89

Figure III-1 : Identification selon (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973) et (Komornik et David, 1969).	97
Figure III-2 : dimensions des fondations.	108

Liste des tableaux :

Tableau 0-1 : méthodes de mesure directe de la pression de gonflement.	29
Tableau I-1 : Cohérence des sols à grains fins non perturbés in situ (ASTM D 2488-00) cité par (Lucian, 2008).	41
Tableau I-2 : Méthodes d'identification qualitative du potentiel de gonflement (Vincent, et al., 2006).	45
Tableau I-3 : Potentiel de gonflement d'après (Altmeyer, 1955) cité par (Vincent, et al., 2006).	45
Tableau I-4 : Potentiel de gonflement d'après (Seed, et al, 1962) cité par (Vincent, et al., 2006).	45
Tableau I-5 : Potentiel de gonflement d'après (Ranganathan et Satyanarayana, 1965) cité par (Vincent, et al., 2006).	46
Tableau I-6 : Potentiel de gonflement d'après (Holtz, et al. 1973) cité par (Vincent, et al., 2006).	47
Tableau I-7 : Potentiel de gonflement d'après (Dakshanamurthy et Raman 1973) cité par (Vincent, et al., 2006).	47
Tableau I-8 : Potentiel de gonflement d'après (Chen, 1975) cité par (Vincent, et al., 2006). .	48
Tableau I-9 : Potentiel de gonflement d'après (BRE, 1980) cité par (Vincent, et al., 2006). ...	48
Tableau I-10 : Potentiel de gonflement d'après (Ghen, 1988) cité par (Vincent, et al., 2006).	48
Tableau I-11 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après (Mastchenko, 2001) cité par (Vincent, et al., 2006).	49
Tableau I-12 : Modèles d'estimation du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).	51

Tableau I-13 : Résultats d’ajustement des modèles de gonflement (Bekkouche, et al., 2001).	52
Tableau I-14 : Modèles proposés pour l’amplitude et la pression de gonflement (Bekkouche, et al., 2001).....	53
Tableau II-1 : Classification des dommages visibles sur les murs avec une référence particulière pour faciliter la réparation du plâtre, de la brique ou de la maçonnerie (selon BRE, 1981) cité par (Attewell, et al., 1984).	72
Tableau II-2 : Classification des liants existants dans l’industrie (Belabbaci, 2014).....	79
Tableau II-3 : Mesures de conception préventive basées sur le soulèvement calculé selon (Gromko, 1974) cité par (Coduto, 1994).	91
Tableau III-1 : Tableau des caractéristiques géotechniques et chimiques(Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014).	96
Tableau III-2: Identification du sol étudié.	97
Tableau III-3: Tableau des données de la structure.....	101
Tableau III-4 : note de calcul de tassements (semelle centrale).	104
Tableau III-5 : note de calcul de tassements (semelle de rive).	107

RÉSUMÉ

Le gonflement-retrait des sols argileux provoque des dommages énormes au niveau des structures, car il engendre des mouvements différentiels sous les fondations.

Pour construire sur ces sols, on peut citer plusieurs techniques à suivre, soit par empêcher le mouvement par le traitement du sol, soit par dimensionner les fondations en prenant en compte ce phénomène.

Dans cette étude, on va dimensionner les fondations d'un bloc logement R+1 sur un terrain moyennement gonflant, en utilisant quelques dispositions préventives et constructives pour protéger la construction, le plus possible, face à ce genre de phénomènes.

Mots clés :

Gonflement, retrait, fondation, stabilisation, dimensionnement, Argile.

ABSTRACT

The swelling-retraction of clay soils causes immense structural damage, because it causes differential movements under the foundations.

To build on these soils, several techniques can be used, either to stop this movements by treating the soil or to dimension the foundations taking this phenomenon into account.

In this study, we will design the foundations of an R+1 housing block on a moderately swollen ground, using some preventive and constructive measures to protect the construction, as much as possible, from this type of phenomenon.

Keywords:

Swelling, shrinking, foundation, stabilization, sizing, clay.

ملخص:

يتسبب انكماش و انتفاخ التربة الطينية في حدوث أضرار جسيمة للمنشآت, لأنه يولد حركات تفاضلية تحت الأسس .
للبناء على هذه التربة, يمكننا أن نذكر العديد من التقنيات التي يجب إتباعها, إما بمنع هذه الحركات عن طريق معالجة التربة, أو عن طريق تغيير حجم الأسس مع أخذ هذه الظاهرة بعين الاعتبار.

في هذه الدراسة, سنقوم بتغيير حجم الأسس الخاصة بالوحدة السكنية R + 1 على أرضية منتفخة بشكل معتدل , إما باستخدام بعض التدابير الوقائية والبناءة لحماية المبنى, قدر الإمكان, في مواجهة هذا النوع من الظواهر.

كلمات مفتاحية:

انتفاخ, انكماش, الأساس, استقرار, التحجيم, الطين.

INTRODUCTION GENERALE ET PRESENTATION DU SUJET

i. Contexte général :

Le phénomène de gonflement-retrait a souvent provoqué des dégâts énormes dans une grande partie du monde en générale. L'Algérie, en particulier, souffre des problèmes liés aux sols expansifs. On a estimé plusieurs cas des désordres coûteux dans tout le territoire national et international, et voyons le manque des gens qui maitrisent ce phénomène, on s'intéresse au dimensionnement des fondations sur ce genre de sol.

ii. Énoncé du problème :

3 milliards dollars par an en Angleterre (Jones, et al., 2012), 15 milliards de dollars par an aux États-Unis, 15 milliards dollars par an en chine (ZOU, 2015), 420 millions dollars par an en France.

Ainsi que 80% de toutes les demandes d'assurance d'habitation en Australie destinées à couvrir les dommages causés à la maison (Tehrani, 2016).

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 (Buol, et al., 1997) 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 (Elarabi, 2010), l'Algérie (Bekkouche, et al., 2001), Syrie (Abed, 2008).



Figure 1 : Désordres au niveau de la longrine d'une maison du village (Belabbaci, 2014).

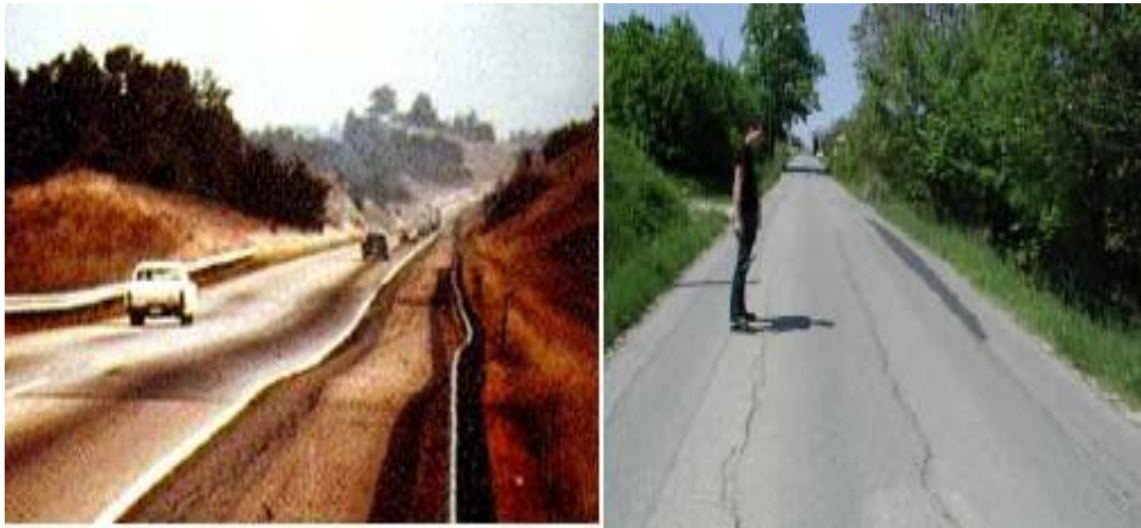


Figure 2 : Le gonflement affecte les routes (Belabbaci, 2014).

Exemple de 2003, où la sécheresse a causé près de 2 milliards d'euros de compensation en France. Le coût de fonctionnement d'une route est évalué à 315 euros par mètre linéaire. Le prix comprend la mise en place du confinement de la chaussée avec deux «murs en béton» et sa reconstruction avec un double revêtement (Mathon, 2017).

Plus de 7300 communes affectées entre 1990 et août 2006 (soit environ 1/5 des communes françaises) 90 départements touchés 3 milliards d'euros de dégâts entre 1989 et 2002 (Tatiana.M, et al., 2011).

(Vinceslas, 2009) a effectué une analyse sur le nombre des constructions endommagés à cause des sols expansifs en France.

À titre d'exemple, la barre « 1 » montre que dans 93 constructions endommagées, 30% dans la période avant 1950, 58% entre 1950-1980 et 12% après 1980 (figure 3).

- ✓ Période 1950-1980 majoritaire,
- ✓ Période récente également (<1980) (Vinceslas, 2009).

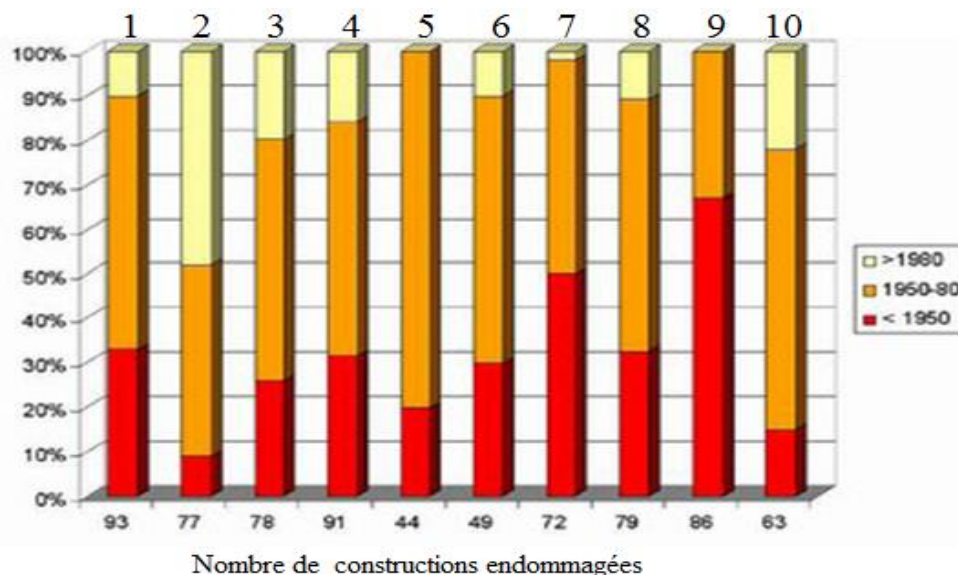


Figure 3 : Constructions endommagés à cause des sols expansifs (Vincelas, 2009).

De nouvelles vagues de sinistres ont été enregistrées en particulier dans les années 1997-98, de telle sorte qu'à fin 2002, le coût cumulé des indemnités versées par les assurances au titre de dégâts liés au retrait-gonflement des argiles et dans le seul cadre du régime des catastrophes naturelles, était évalué par la Caisse Centrale de Réassurance à 3,3 milliards d'euros, ce qui en fait la seconde cause d'indemnisation derrière les inondations.

(M.Vincent, et al., 2006)

Une étude a estimé que pour le Languedoc-Roussillon (France), le coût des dommages aux habitations dues au retrait-gonflement des argiles pourraient être multiplié par 3 à 6

(Groupe de travail interministériel, 2009).

C'est une terrible vérité qu'il faut la trouver des solutions pour améliorer l'économie des pays. Donc, qu'elles sont les techniques de constructions sur ce type de sol ?

iii. Questions sur la thématique :

Dans notre mémoire, on va baser sur des études qui répondent aux questions suivantes :

- Comment se manifeste le changement de volume du sol ? Et quel sont ses conséquences au niveau des constructions ?
- Comment peut-on identifier les sols gonflants ?
- Quels sont les pathologies de fondations liées à ce genre de phénomène ?
- Quel sont les meilleures techniques de construction pour faire adapter les fondations avec les sols expansifs ?

iv. Objectifs et moyens :

L'objectif de notre mémoire est de savoir-faire adapter un système de fondation avec un sol expansif, et pour qu'on arrive à l'atteindre, on doit :

- Comprendre le comportement des sols expansifs.
- Identifier les sols expansifs et mesurer leurs paramètres.
- Connaître les pathologies des fondations.
- Étudier les techniques de construction sur les sols gonflants.

v. Méthodologie :

Notre travail se base sur une grande partie théorique, sous forme des informations ramenées de la littérature pour qu'on puisse définir le phénomène du gonflement-retrait et ses paramètres, ainsi que les pathologies des fondations et les techniques de construction sur ces types de sols. Finalement, on traite un cas réel par dimensionnement d'un système de fondations d'un ouvrage sur un sol expansif d'un terrain donné.

REVUE DE LA LITTERATURE

1. L'argile

La désintégration physique ou mécanique des roches suivie d'une transformation chimique nous donne des sols constitués des particules inférieurs à 2 μm et qui couvrent environ 42% du volume de l'écorce terrestre, ce qu'on appelle argile (Jad, 2005) cité par (Belabbaci, 2014), elle se compose d'un empilement des feuillets élémentaires (figure 0-1) (Ziani, et al., 2016).

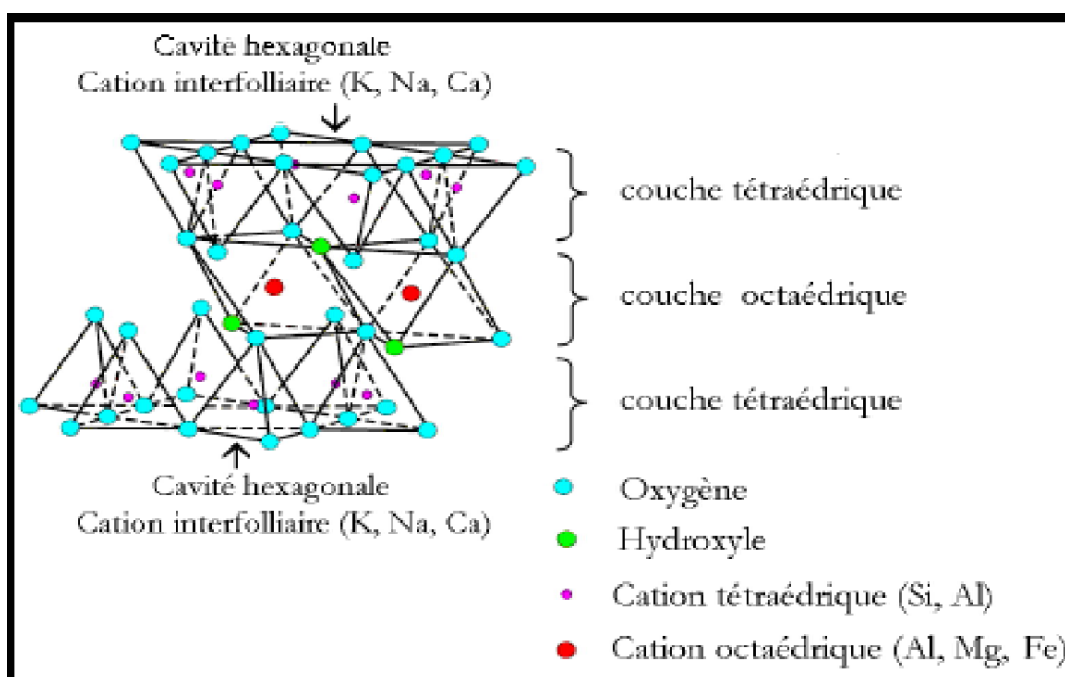


Figure 0-1 : Représentation schématique de l'empilement des feuillets (Ziani, et al., 2016).

On distingue deux grandes catégories d'argiles : argiles tendres et très déformables, nommées argiles plastiques, et d'autre, grâce à la présence des carbonates et du quartz elles sont induré et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite d'élasticité, appelé argiles raides.

La littérature a cité deux types de particules d'argile : argile dit 1/1 ou TO (figure 0-2), argile dit 2/1 ou TOT (figure 0-3) (Berthaud, et al., 2013).

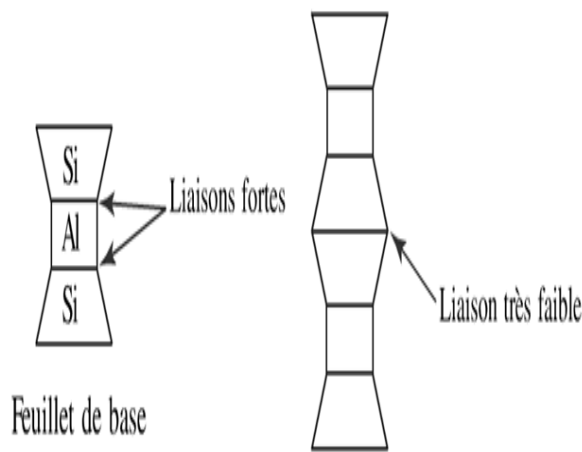


Figure 0-3 : particule d'argile dit 2/1 ou TOT (Berthaud, et al., 2013).

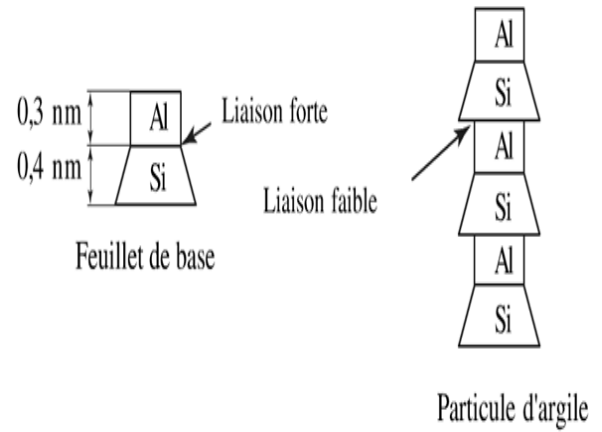


Figure 0-2 : particule d'argile dit 1/1 ou TO (Berthaud, et al., 2013).

D'après (Mitchell, 1976) cité par (Berthaud, et al., 2013), il y'a sept types d'argiles divisés selon leurs compositions chimiques comme il est montré dans la figure 0-4.

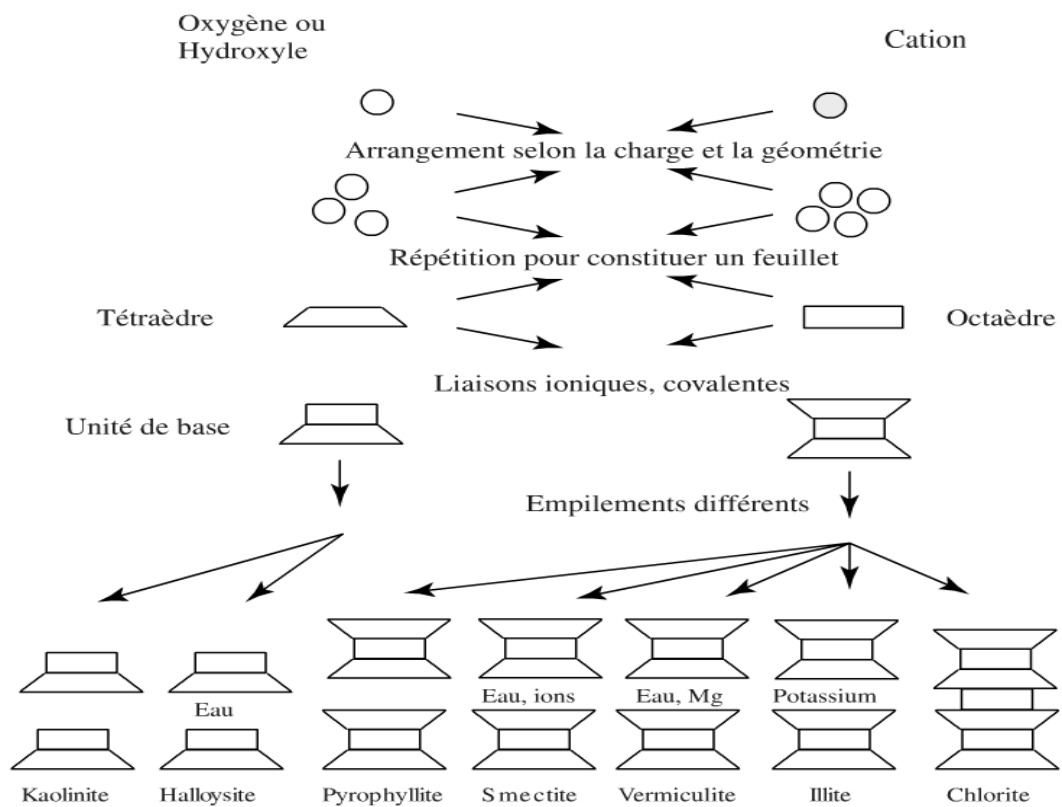


Figure 0-4 : types d'argiles d'après Mitchell cité par (Berthaud, et al., 2013).

Gens & Alonso (1992), Barden&Sides (1970), Sridharan et al. (1971) et Collins & McGown (1974) ont observé une structure homogène au côté humide de l'optimum (figure 0-5-a) et une double structure au côté sec de l'optimum (figure 0-5-b) (NOWAMOOZ, 2007).

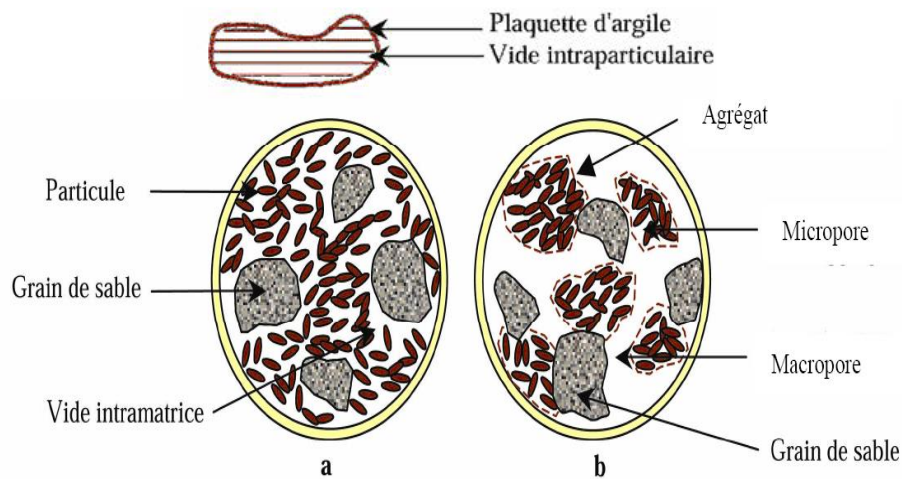


Figure 0-5 : Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992) cité par (NOWAMOOZ, 2007).

L'argile qui est un mélange de minéraux argileux et d'impuretés cristallines, sous forme de débris rocheux de composition infiniment diverse présentent une structure feuilletée qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leur qualité d'absorption (Aissa Mamoune, 2009).

2. Gonflement-retrait des argiles

En générale, les carbonates, les minéraux gonflants/non gonflants d'une part, et la nature de consolidation d'autre part présentent une influence remarquable sur le chargement des propriétés mécaniques et donc sur le gonflement-retrait des sols.

Comme on sait que les sols argileux subissent des variations de volume à cause de la teneur en eau qui varie, mais parfois cette variation est importante.

Quand on humidifie un tel sol à partir d'un état initial sec et dense son volume augmente, donc on parle de gonflement (EJJAOUANI, 2008).

Le gonflement est une séparation des feuillets jusqu'à une distance interfoliaire d'équilibre sous une pression donnée. La propriété de gonflement est due au caractère hydrophile de toute sa surface, les molécules d'eau peuvent pénétrer entre les feuillets en raison de présence de cations hydratés dans les galeries inter-foliaires (Ziani, et al., 2016).

2.1. Types de gonflement

Il existe deux types de gonflement, un gonflement intraparticulaire (interfoliaire) et autre interparticulaire (figure 0-6) (Mouroux et al, 1988) cité par (BENMESSAOUD, 2017).

2.1.1. Gonflement interparticulaire :

C'est un processus de réaction entre l'eau ionisée et les plaquettes (groupes de feuillets argileux) qui peut se produire dans toutes les familles d'argiles quand les dipôles d'eau se fixent sur l'ensemble des surfaces des groupes de feuillets argileux.

2.1.2. Gonflement intraparticulaire :

Plusieurs argiles ont la propriété d'admission de molécules d'eau entre les feuillets grâce à sa distance interfoliaire qu'elle est suffisamment grande.

On peut dire que le gonflement interfoliaire est plus grand que le gonflement interparticulaire.



Figure 0-6 : Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation (BENMESSAOUD, 2017).

2.2. Causes du gonflement /retrait

Le gonflement se manifeste à cause de plusieurs facteurs, on peut citer :

- Le changement d'humidité provoqué par :
 - Le drainage, l'élévation des eaux souterraines ou drainage superficiel médiocre.
 - La végétation.
 - L'épaisseur du sol concernée par la variation de teneurs en eau : plus la couche de sol concernée par ces variations est épaisse plus les mouvements en surfaces seront importants.

- Sources de chaleur proches du sol (Amandine, 2016).
- Lors des travaux de construction d'un tunnel par exemple, la ventilation est supprimée, ce qui a pour effet d'augmenter la teneur en eau de l'air ambiant. (Robert & Fabre, 1987) cité par (Fellah.M.T, 2019)

- La taille des particules d'argile.
- Les caractéristiques du sol (nature, géométrie, hétérogénéité).
- Compression du sol strates résultant de la charge appliquée.
- La pression du sol de remblai.

2.3. Retrait des argiles

Lors d'une diminution de la teneur en eau, le volume d'argile se diminue à cause d'une rétractation des particules, on est donc devant le phénomène de retrait, et dans ce cas l'argile devra dure et cassante (BENMESSAOUD, 2017).

D'après (Tempany, 1917) cité par (COSTANTINI, 1997), il existe quatre phases de retrait :

- L'état initial où toute l'eau du sol est liée aux particules colloïdales sous forme d'un gel hydro-colloïdal à l'état limite de plasticité.
- Quand la quantité de retrait est équivalente au volume d'eau évaporé, on est donc dans la phase normale du retrait.
- Dans la deuxième phase, l'eau continue à s'évaporer a cause d'un " retard " de retrait qui se remarque durant le séchage, ce qui permet l'air de pénétrer les vésicules partiellement contractées. Le point de transition des deux phases de retrait est le point où ce retard se produit.
- A l'état final, on atteint la limite de retrait lorsque l'évaporation continue, ce qui résulte la rupture du gel hydro-colloïdal.

Quelques autres auteurs (Haines 1923 ; Sposito 1973 ; Mc Garry & Daniells, 1987 ; Coughlan et al. 1991 ; Kim et al. 1992 ; Tripathy et al. 2002) cité par (NOWAMOOZ, 2007) ont décrit le retrait en trois phases en fonction de la diminution du volume d'eau et de sol : retrait normal, retrait résiduel et absence de retrait qui sont montrés sur la courbe de retrait (figure 0-7).

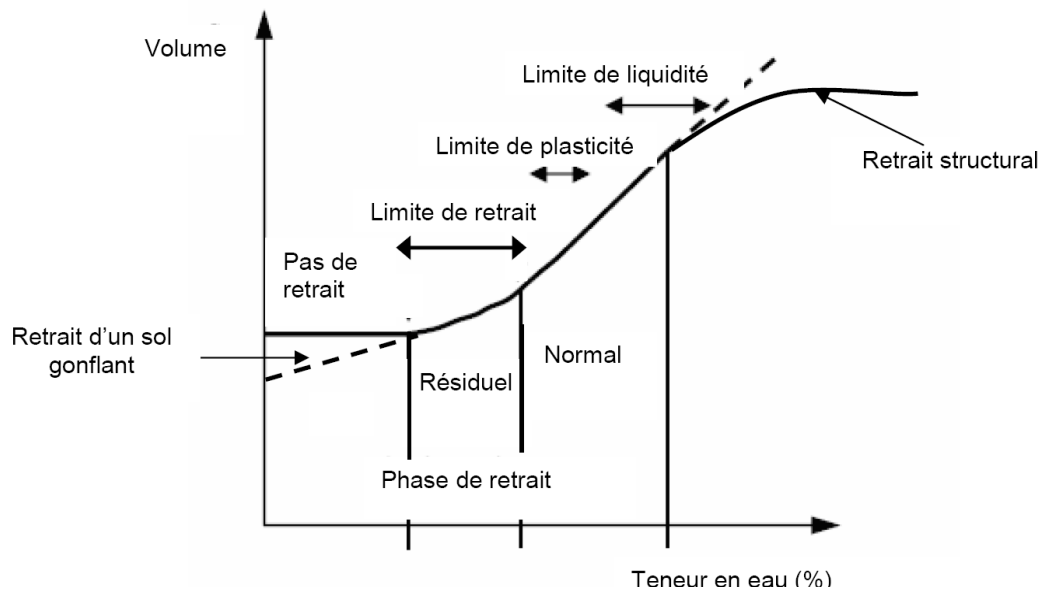


Figure 0-7 : Courbe de retrait classique (NOWAMOOZ, 2007).

Par ailleurs, il existe plusieurs méthodes de mesure des paramètres de retrait (limite et l'indice de retrait), ce qu'on va développer par la suite dans la section 1.4.

2.4. Identification des sols gonflants

Pour avoir une idée sur le comportement gonflant des sols argileux, il existe plusieurs types d'identifications qui orientent les concepteurs pour déterminer approximativement les types de sols par rapport à leur potentiel de gonflement.

Parmi ces types d'identifications, la littérature a cité :

- Identification visuelle par simple observation sur terrain.
- Identification par des informations tirées des cartes géologiques.
- Identification géomorphologique qui s'intéresse aux paramètres naturels du site.
- Identification par analyse granulométrique.
- Identification par les limites d'Atterberg.

Ce sont des approches qui donnent des idées sur la caractéristique du gonflement dans les sols (Charles, 2008).

2.5. Mesure des paramètres de gonflement :

Il existe deux types de mesures, directes et indirectes :

- Les mesures indirectes sont basées sur des relations empiriques qui relient les paramètres de gonflement avec les paramètres géotechniques naturelles des sols, ce qu'on va développer dans la section I.3.1
- Autrement, il existe plusieurs méthodes directes qui mesurent que la pression de gonflement, et d'autres qui mesurent à la fois la pression et le potentiel de gonflement, le tableau 0-1 résume quelques méthodes qu'on avait arbitrairement choisit et discuté :

Méthode	Courbe obtenue
Méthode de gonflement libre	$\Delta v/v_0 = f(\sigma_r)$ Ou $\Delta h/h_0 = f(\sigma_v)$
Méthode de MYSLIVEC	$\Delta V = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode chinoise	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode du C.E.B.T.P.	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode de FU HUA CHEN	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode de HUDER et AMBERG	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode de FIRTH	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode du double œdomètre	$e = f(\text{Log } \sigma)$

Tableau 0-1 : méthodes de mesure directe de la pression de gonflement.

Ainsi que d'autres méthodes qu'on va expliquer en détails dans le chapitre de mesure et identifications des sols gonflants.

3. Les fondations

Les fondations sont les éléments intermédiaires entre l'ouvrage et le sol, ils existent sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, pour but de transmettre les charges des structures, soit verticale ou horizontales, vers le sol d'assise.

En générale, les éléments de structure peuvent transmettre à leurs fondations, supposées horizontales :

- Un effort normal (charge verticale centrée descendante ou ascendante),
- Une force horizontale (résultant par exemple de l'action du vent),
- Un couple de flexion agissant au centre de gravité G_0 de la section de base de l'élément (Jean, et al., 2000).

Lorsqu'on se situe dans une zone du terrain gonflant, on doit obligatoirement prendre en compte le risque du gonflement dans la conception de dimensionnement, pendant ou après l'excavation, afin d'assurer la stabilité d'un ouvrage durant son existence, soit par contrôler le gonflement, soit par l'empêcher (Butel, 2001).

3.1. Les types des fondations

Il y'a deux types de fondations : superficielle ou profonde.

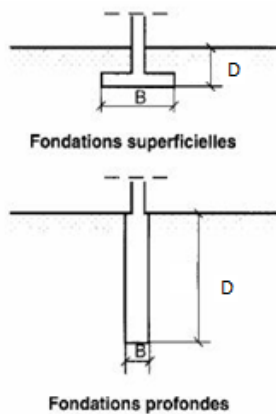


Figure 0-8 : types des fondations (KASSOUL, 2016).

3.1.1. Fondations superficielles

Une fondation est nommée superficielle, si une des deux conditions suivantes est respectée :

$$D/B < 6 \text{ ou } D < 3 \text{ m}$$

On peut citer trois types de fondations superficielles :

Semelle isolée

Les semelles isolées (soit rectangulaire ou circulaire) sont des fondations qui se trouvent sous les poteaux, leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau qu'elles supportent ($\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$).

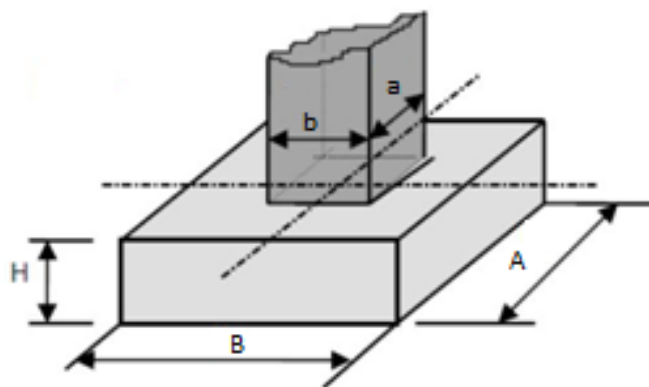


Figure 0-9 : Semelle isolée (KASSOUL, 2016).

Semelle filante

C'est une fondation qui reçoit un mur continu, voile ou des poteaux sur la même ligne. Sa propriété principale est l'importance de sa longueur par rapport à sa largeur (2 à 15 fois) (KASSOUL, 2016).

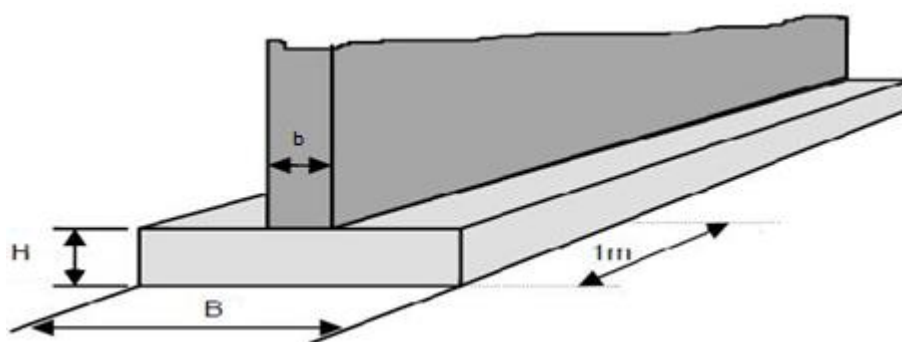


Figure 0-10 : semelle filante sous un mur voile (KASSOUL, 2016).

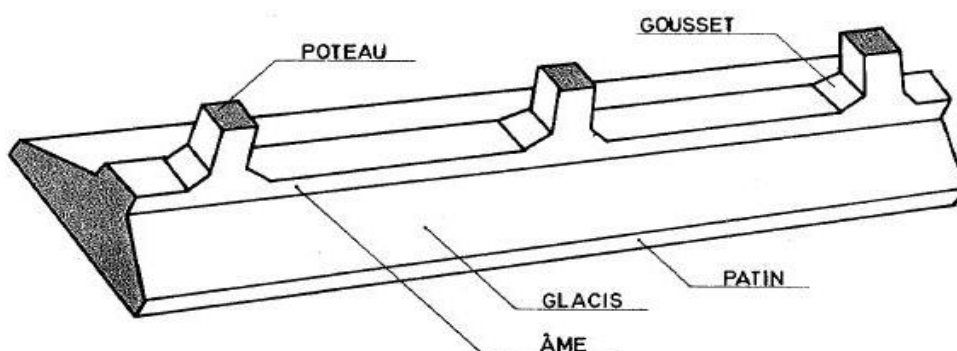


Figure 0-11: semelle filante sous poteaux (KASSOUL, 2016).

Radier

Un radier est une dalle plane constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle transmet les charges du bâtiment sur l'ensemble de sa surface au sol. Elle assure une bonne liaison donc une bonne rigidité de la base de la structure, ainsi qu'elle diminue les risques de tassement.

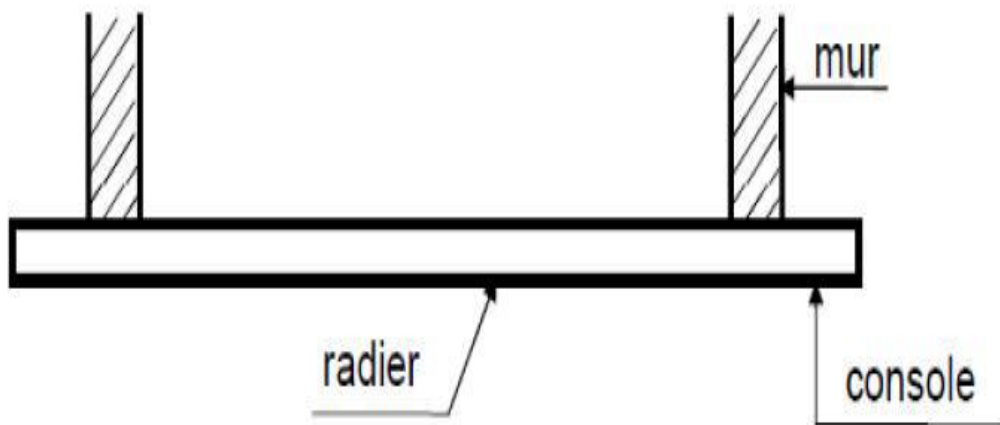


Figure 0-12 : Fondation superficielle de type radier (KASSOUL, 2016).

3.1.2. Fondations profondes

Quand le rapport de la longueur sur la largeur de fondation est supérieur à 6, ou la longueur est supérieur à 3m, on parle donc des fondations profondes nommées pieux.

Les pieux sont mis en place lorsque les fondations superficielles ne peuvent pas jouer leurs rôles, ils résistent aux sollicitations appliquées au biais de la résistance en pointe et le frottement latérale.

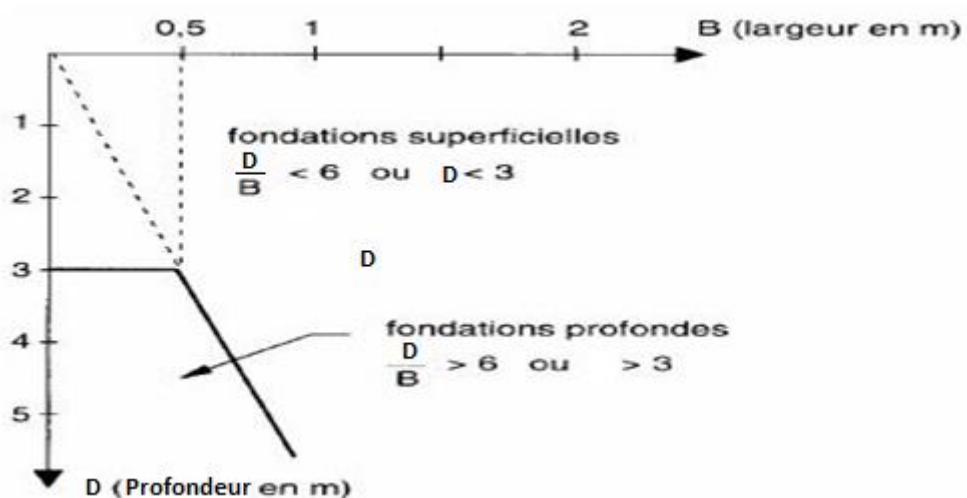
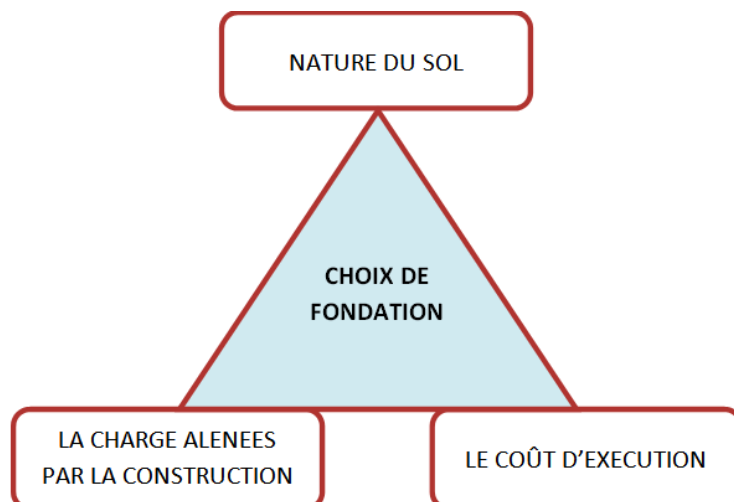


Figure 0-13 : les domaines des fondations (KASSOUL, 2016).

3.2. Critères de choix e fondation

Pour choisir une fondation, on se base sur trois critères essentiels :



L'ensemble ouvrage- fondation- sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir la possibilité de mouvement.

3.3. Dimensionnement des fondations

3.3.1. Semelles superficielles :

Dans le dimensionnement des semelles, il faut que :

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme.
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée sans qu'il soit nécessaire de prévoir des aciers verticaux.
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci.
- Les tassements n'entraînent pas des désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

3.3.2. Semelles sur pieux :

Suivant BAEL 91, le dimensionnement des semelles sur pieux varie suivant le nombre des pieux (soit deux, trois ou quatre pieux).

Pour calculer les semelles sur pieux sous poteaux isolés, on se base sur une de deux méthodes :

- La méthode des bielles, applicable uniquement dans le cas où le poteau supporté a été calculé en compression centrée.
- La méthode des moments (Comité Européen du Béton), applicable pour les autres cas.

L'application de la méthode des bielles est en outre soumise aux restrictions ci-après :

- Le poteau à une section carrée (côté : a), ou voisine du carré ($b \leq 1,1 a$; cette condition n'est toutefois pas impérative pour les semelles sur deux pieux),
- Son axe passe par le centre de gravité du polygone, supposé régulier, formé en plan par les axes des pieux (pour une semelle sur deux pieux, l'axe du poteau doit être contenu dans le plan formé par les axes des pieux).

Chaque bielle (une bielle par pieu) est contenue dans un plan radial contenant l'axe d'un pieu. Son axe est défini par deux points :

- Point situé dans la section du collet (plan de jonction poteau-semelle), à une distance comprise, selon le type de semelle, entre $0,25.a$ et $0,35.a$ de l'axe du poteau,
- Point situé à la rencontre de l'axe du pieu avec le plan des armatures.

Des essais ont montré que l'angle θ formé par l'axe d'une bielle avec le plan horizontal, mesuré dans le plan radial qui la contient, devait être tel que : $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, ce qui correspond, sensiblement, à $1 \leq \text{tg } \theta \leq 1,4$ (Jean, et al., 2000).

4. Pathologie des fondations et techniques de construction

L'histoire a marqué une mauvaise image sur les sols gonflants par leurs manifestations qui affectent les chaussées et surtout les bâtiments et les maisons individuelles. Et pour cela il est obligatoire de trouver des solutions avant, après et même au cours des travaux de construction.

4.1. Pathologie des fondations

Les fondations situées sur des sols expansifs, dont la teneur en eau varie suivant les saisons, peuvent subir des fissures plus ou moins importantes à cause du retrait en période de sécheresse, qui se referment en période de pluie quand le sol se gonfle.

Le problème posé se définit par la vitesse différente de la variation de teneur en eau, dont elle est plus rapide dans les bords d'une maison que dans la partie centrale, et par conséquence, dans la période de sécheresse, la maison se repose sur sa partie centrale et le pourtour se trouve en porte-à-faux (figure 0-14-b), contrairement en période des pluies, le phénomène inverse qui se produit (figure 0-14-c) (Elie, 1993).

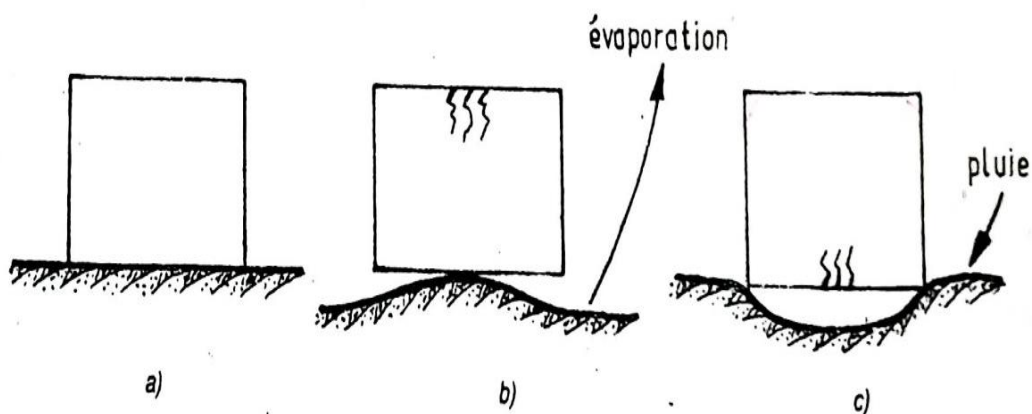


Figure 0-14 : Effet du phénomène retrait-gonflement sur les maisons (Elie, 1993).

Les structures légères sont les plus exposées au gonflement des sols que les structures lourdes, à cause de la situation superficielle de leurs fondations ainsi que les contraintes générées qui sont inférieures à la pression du gonflement.

Il est difficile de décrire un schéma typique des dommages dans les bâtiments construits sur des sols expansifs, car ils dépendent de plusieurs facteurs. Cependant, les bâtiments qui se trouvent dans les zones arides peuvent subir un soulèvement des bords (figure 0-15) ce qui provoque leur distorsion concave (Simon, 1991). Contrairement, le sol provoque dépression des bords lorsqu'il rétrécit à cause de sa sécheresse dans les climats naturels (Coduto, 1994).

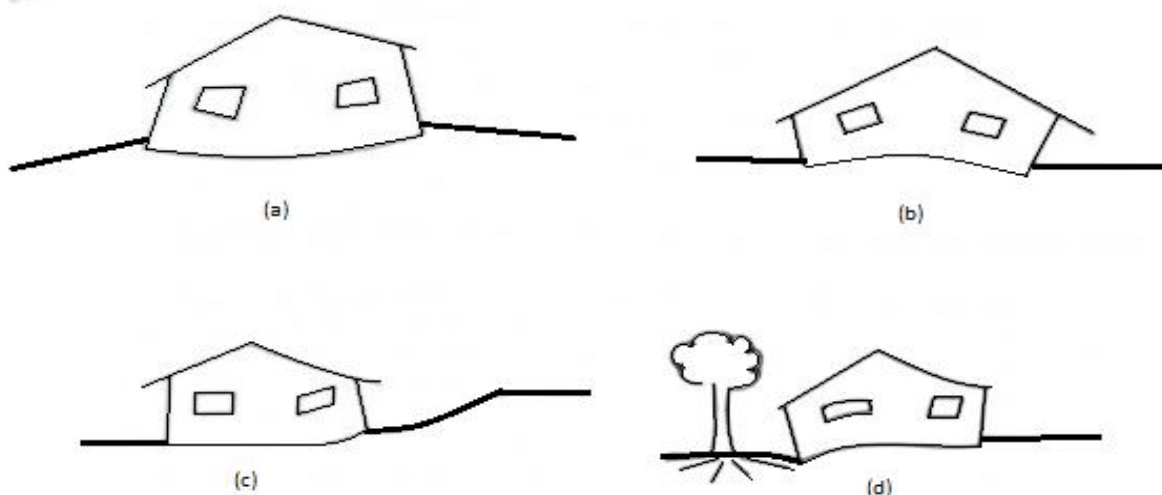


Figure 0-15 : les schémas de détresse typiques résultant du soulèvement de sols expansifs (Coduto, 1994).

(a) soulèvement latéral, (b) soulèvement central, (c) soulèvement localisé due au problème de drainage, (d) rétrécissement localisé dû aux racines agressives des arbres.

Chapitre I : **MESURE ET IDENTIFICATION
DES SOLS GONFLANTS**

I.1. Introduction

La prévention du risque du gonflement est obligatoire avant ou durant toutes opérations de construction, afin d'éviter ou diminuer les sinistres dans les ouvrages, et pour cela, il est nécessaire d'identifier les sols expansifs.

La reconnaissance de ce type de sol peut être effectuée à l'échelle microscopique, mais elle sera très coûteuse et elle n'informe pas sur les paramètres mécaniques du retrait-gonflement. Cependant, à l'échelle macroscopique, une identification primaire basée sur des essais simples, peut être intéressante puisqu'elle permettra de gagner en temps et en coût (Bekkouche, et al., 2001).

- Le potentiel (ou taux) de gonflement ϵ_g :

Il représente le rapport de la variation du volume sur le volume initiale $\frac{\Delta V}{V_0}$ ou le rapport de la variation de hauteur sur la hauteur initiale $\frac{\Delta h}{h_0}$ (en pourcentage), d'une éprouvette soumise à une surcharge nulle ou très faible, lorsqu'elle est en contact avec l'eau et la pression atmosphérique.

- La pression de gonflement σ_g :

Ce paramètre n'a pas une seule définition, on peut le définir, dans un essai de gonflement libre, comme étant la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial après l'absorption d'eau; elle peut être également définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée dans un essai à volume constant ($\Delta v = 0$). Ces définitions de la pression de gonflement sont les plus utilisées mais elles ne sont pas les seules.

I.2. Identification des sols gonflants

Il y'a pas une définition standard du potentiel du gonflement, mais on peut l'identifier par plusieurs méthodes.

Une simple observation, la description géologique ou géomorphologique, l'histoire de la formation des grains et d'autres paramètres peuvent donner des indications sur le potentiel du gonflement des sols.

I.2.1. Identification visuelle :

On peut estimer le potentiel retrait-gonflement en observant des fissures de dessiccation surtout pendant les périodes de la sécheresse, des problèmes de drainages et la saturation en eau (figure I-1), du "pop-corn" (figure I-2), le ruisseau et ravinement et des textures superficielles du sol, on peut dire qu'on est devant un sol expansif (Geotechnical strategies for poverty reduction in Tanzania, 2006) cité par (Lucian, 2008).

Pour terminer l'idée précédente, on se base sur la norme ASTM D 2488-00 (2000) qui insiste sur la déclaration de la couleur, l'état de l'humidité, la consistance, la taille de la structure et des particules comme il est mentionné dans les sections I.2.3 et I.2.4 ci-dessous.

(Lucian, 2008)



Figure I-1 : sol expansif montrant des fissures (Ifsttar et Armines, 2017).



Figure I-2 : sol expansif montrant du "Pop-corn" (THE UNIVERSITY OF ARIZONA, 2019).

I.2.2. Identification géologique :

La méthode de formation d'une masse en taille, la forme et le comportement sont donnés par les informations géologiques qui faciliteraient la prise d'une décision rapide pour l'étendue des investigations sur les sites géotechniques et la sélection des méthodes pertinentes, car ce sont la base pour juger de l'efficacité des méthodes de test et évaluer la validité des résultats.

I.2.3. Identification géomorphologique :

L'eau souterraine et la teneur en humidité :

Le potentiel du gonflement des sols est influé par la quantité d'eau souterraine et sa variation saisonnière dans le sol. La capacité de rétention d'eau ou la teneur en humidité du sol en particulier, fournit un indice approximatif de la compressibilité, la résistance et le potentiel de gonflement du sol. On n'insiste pas trop sur une prévision adéquate des orientations de la nappe phréatique et des fluctuations de la teneur en humidité du sol lors de l'établissement de leurs effets sur le potentiel de gonflement des sols.

La couleur du sol :

La présence de la matière organique ou de certains minéraux, qui influent le potentiel de gonflement, sont détectés par des couleurs du sol :

- La couleur foncée en surface qui diminue avec la profondeur indique la présence de matière organique.
- Un bon drainage et l'aération depuis l'oxyde de fer non hydraté est marqué par la couleur rouge (Haotough-Bouran et Damhoureyeh, 2006) cité par (Lucian, 2008).
- Les sols qui ont une faible teneur en matière organique, ont généralement une couleur claire ou couleur vive (jaune ou rouge). La couleur jaune indique la présence d'oxyde de fer, ainsi que cette couleur en profondeur indique que l'eau s'élimine facilement du sol.
- Les sols fortement blanchies et très faibles en matière organique et de nutriments sont de couleur blanc ou gris, elles sont riches en minéraux argileux carbonate de chaux, du magnésium, du gypse ou d'autres sels. La montmorillonite contenant du sol est généralement blanche, gris, chamois, rose vif ou rose, mais peut avoir des teintes de jaune, rose, vert ou bleu (Day, 1999 et Neaves, 2005) cité par (Lucian, 2008).

Le schéma de couleurs du système Munsell (Munsell, 1905 et Cleland, 1921) a identifié les couleurs des sols, le tableau contient 250 différents papiers colorés ou des puces, disposées

de façon uniforme sur des cartes de couleurs selon le système Munsell. Ce système se compose d'une désignation alphanumérique pour la couleur, la valeur et la saturation (Lucian, 2008).

Cohérence

D'après (Day, 1999) et ASTM D 2488-00, 2000, la cohérence est utilisée pour désigner le degré de fermeté ou de cohésion des sols à grains fins intacts :

Degré de fermeté	Aiguille
Très doux	La poussée va pénétrer le sol plus de 25 mm
Doux	La poussée va pénétrer le sol d'environ 25 mm
Solide	La poussée va pénétrer le sol d'environ 6 mm
Durs	La poussée ne sera pas en retrait du sol, mais la vignette indentera volontiers.
Très durs	La vignette ne l'indenterait pas

Tableau I-1 : Cohérence des sols à grains fins non perturbés in situ (ASTM D 2488-00) cité par (Lucian, 2008).

Poids du sol in situ :

La compacité ou la dureté du tassement des particules de sol dans les échantillons est évaluée par les propriétés d'indice telles que la densité apparente et la densité sèche. Une densité élevée implique un sol dur tandis qu'une densité faible signifie un sol meuble.

La pression de gonflement augmente avec l'augmentation de la densité sèche. Les sols possèdent généralement un fort potentiel de gonflement lorsque la densité sèche supérieures à 1760 kg / m^3 (Chen, 1988). Ainsi, l'augmentation ou la diminution du potentiel de gonflement est lié respectivement à l'augmentation ou la diminution de la densité (Ofer, 1980).

I.2.4. Identification par analyse granulométrique :

Le potentiel de gonflement du sol est directement lié à la quantité totale des minéraux argileux (particules dont le diamètre est $< 2 \mu\text{m}$).

Autrement, la capacité de rétention d'eau, le taux de déplacement de l'eau à travers le sol, le type de structure du sol, la densité apparente et la consistance du sol, sont des éléments importants pour l'identification des sols expansifs.

La classification des sols fins d'ingénierie utilise deux systèmes ; USCS, qui conforme la granulométrie et la distribution granulométrique, tandis que le tamis humide est conforme à la norme BS1377 : partie 2 : Clause 9.5 : 1990. Cela signifie que la distribution des tailles de particules supérieures à 0,002 mm est déterminée par un tamis sec, alors qu'un processus de sédimentation utilisant un hydromètre détermine la distribution des tailles de particules inférieures à 0,002 mm (figure I-3).

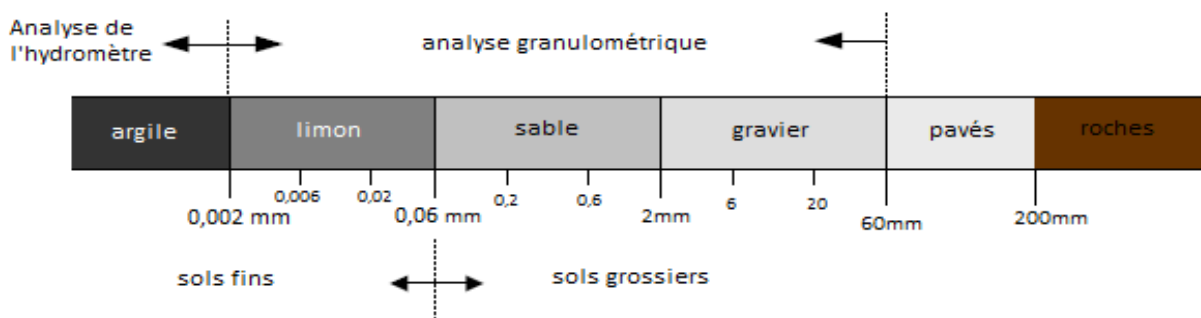


Figure I-3 : Répartition granulométrique pour l'analyse par tamis sec et humide.

I.2.5. Identification par les limites d'Atterberg :

En 1911, le scientifique suédois des sols A. Atterberg a proposé les limites (limite de liquidité, limite de plasticité et limite de retrait) pour classifier les sols et comprendre la relation entre ces limites et les propriétés techniques comme la compressibilité, la résistance à la rupture et la perméabilité (Casagrande, 1932). Les limites représentent la capacité de rétention d'eau à différents niveaux de la cohérence (figure I-4).

La limite de liquidité est la teneur en eau à laquelle un sol passe de l'état liquide à l'état plastique, tandis que la limite de plasticité est la teneur en eau à laquelle un sol passe de l'état plastique à un état semi-solide (figure I-4). L'indice de plasticité est calculé en retirant la limite de plasticité de la limite de liquidité ($I_p = W_L - W_P$), il indique l'intervalle sur lequel les sols restent plastiques. Les sols dépourvus de minéraux argileux ne présentent pas de plasticité et passent donc directement de la limite liquide à l'état semi-solide lorsque leur teneur en humidité est réduite.

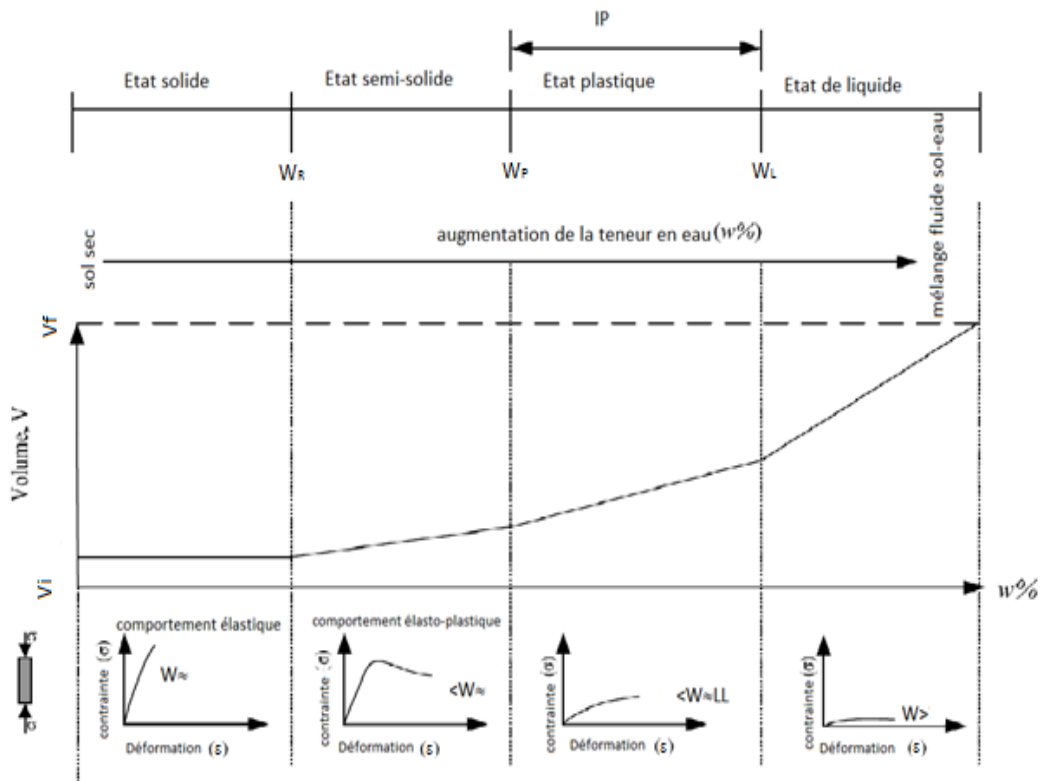


Figure I-4 : La description des limites d'Atterberg, le changement de volume et la réponse de contrainte-déformation généralisée des sols expansifs (d'après Holtz et Kovacs, 1981).

Les sols argileux riches en smectite ont tendance à absorber plus d'eau et présentent donc un gonflement plus important que les argiles non expansives comme le chlorite, l'illite et la kaolinite.

En général, les sols plus fins ont une plus grande capacité à retenir l'eau en raison de leur plus grande surface de particules. D'autre part, les sols argileux riches en smectite conservent leur plasticité à un taux d'humidité inférieur à celui des argiles non expansives.

Les limites sont les techniques les plus populaires pour obtenir l'information sur la nature expansive et l'aspect mécanique de gonflement des sols argileux (Williams, 1958). Les données de classification les plus utiles pour identifier le potentiel de gonflement relatif sont la limite de liquidité et l'indice de plasticité (Lucian, 2008) et la limite de retrait (Vincent, et al., 2006).

Le tableau I-2 résume quelques méthodes d'identification qualitative des sols gonflants, basées sur les limites d'Atterberg W_L , W_P , W_R , et indique le renvoi vers les tableaux et les illustrations correspondants.

Méthodes	Paramètres en entrée	Résultat
Altmeyer (1955)	Limite de retrait W_R	Tableau I-3
Seed et al. (1962)	Indice de plasticité I_p	Tableau I-4
Seed et al. (1962)	- Activité (A_c) = $\frac{IP (\%)}{C (\%) - 5\%}$	Figure I-5
Ranganathan et Satyanarayana(1965)	Indice de retrait $I_R (W_L - W_R)$	Tableau I-5
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et Komornik et David (1969)	- Limite de liquidité W_L - indice de plasticité I_p	Figure I-6 La ligne A sépare les sols gonflants (au-dessus) des sols non gonflants (en dessous)
Holtz et al. (1973)	- indice de plasticité I_p - limite de liquidité W_L - limite de retrait W_R	Tableau I-6
Dakshanamurthy et Raman (1973)	limite de liquidité W_L	Tableau I-7
Chen (1975)	limite de liquidité W_L	Tableau I-8
BRE (1980)	- indice de plasticité I_p - pourcentage de la fraction argileuse (particules < 2 μm)	Tableau I-9
Ghen (1988)	- limite de liquidité W_L - pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 74 μm - potentiel de gonflement	Tableau I-10

Mastchenko (2001)	Retrait linéaire (R_L)	Tableau I-11

Tableau I-2 : Méthodes d'identification qualitative du potentiel de gonflement (Vincent, et al., 2006).

$W_R(\%)$	Potentiel de gonflement
< 10	fort
10 à 12	critique
> 12	faible

Tableau I-3 : Potentiel de gonflement d'après (Altmeyer, 1955) cité par (Vincent, et al., 2006).

$I_p(\%)$	$\epsilon_g(\%)$	Potentiel de gonflement
0 à 10	0 à 1,5	faible
10 à 20	1,5 à 5	moyen
20 à 35	5 à 25	élevé
> 35	> 25	très élevé

Tableau I-4 : Potentiel de gonflement d'après (Seed, et al, 1962) cité par (Vincent, et al., 2006).

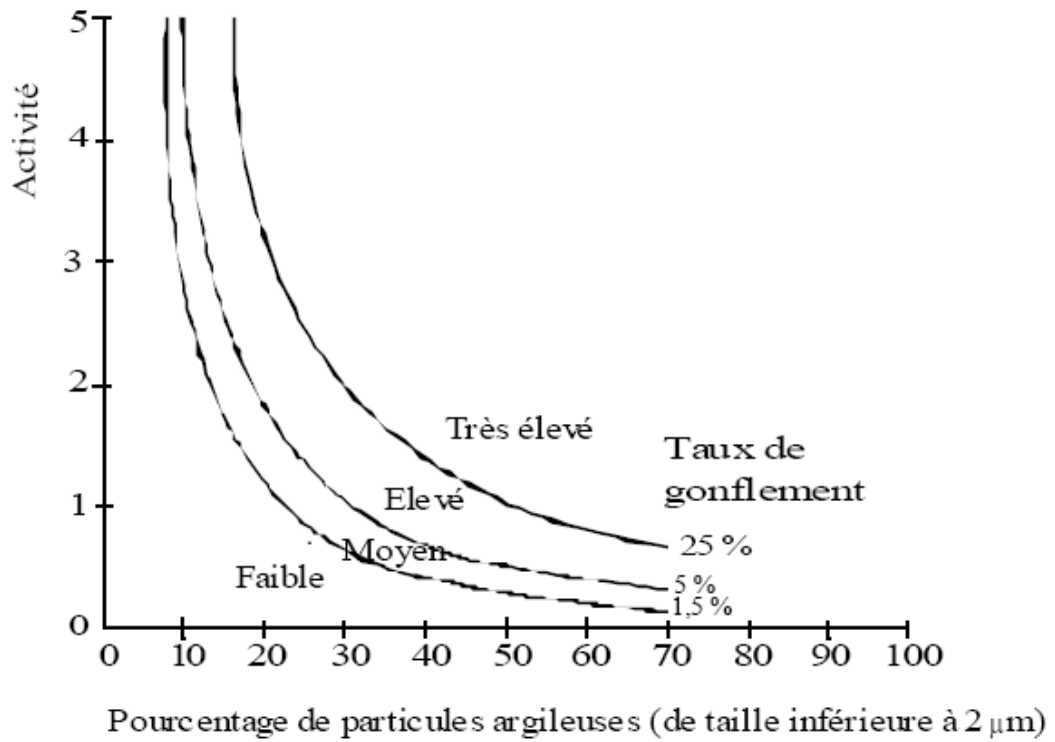


Figure I-5 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed, et al, 1962) cité par (Vincent, et al., 2006).

$I_R(\%)$	Potentiel de gonflement
0 à 20	faible
20 à 30	moyen
30 à 60	fort
> 60	très fort

Tableau I-5 : Potentiel de gonflement d'après (Ranganathan et Satyanarayana, 1965) cité par (Vincent, et al., 2006).

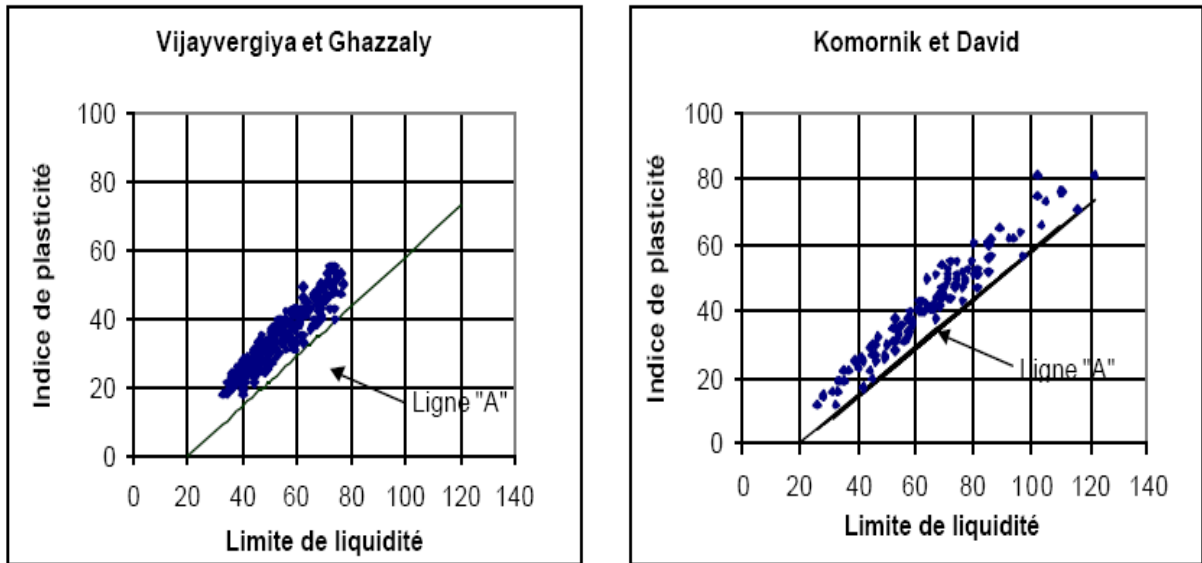


Figure I-6 : Caractérisation des sols gonflants [ligne A : $I_p = 0,73(w_L - 20)$] cité par (Vincent, et al., 2006).

$W_R(\%)$	$W_L(\%)$	$I_p(\%)$	Potentiel de gonflement
> 15	20 à 35	< 18	faible
10 à 15	35 à 50	15 à 25	moyen
7 à 12	50 à 70	25 à 35	fort

Tableau I-6 : Potentiel de gonflement d'après (Holtz, et al. 1973) cité par (Vincent, et al., 2006).

W_L	Classification
0 à 20	non gonflant
20 à 35	gonflement faible
35 à 50	gonflement moyen
50 à 70	gonflement élevé
70 à 90	gonflement très élevé
> 90	gonflement critique

Tableau I-7 : Potentiel de gonflement d'après (Dakshanamurthy et Raman 1973) cité par (Vincent, et al., 2006).

W_L(%)	Potentiel de gonflement
< 30	faible
30 à 40	moyen
40 à 60	élevé
> 60	très élevé

Tableau I-8 : Potentiel de gonflement d'après (Chen, 1975) cité par (Vincent, et al., 2006).

I_p(%)	% < 2 μm	Potentiel de gonflement
< 18	< 30	faible
18 à 22	30 à 60	moyen
22 à 35	60 à 95	élevé
> 35	> 95	très élevé

Tableau I-9 : Potentiel de gonflement d'après (BRE, 1980) cité par (Vincent, et al., 2006).

W_L (%)	% < 74 μm	Pression de gonflement (MPa)	Potentiel de gonflement
< 30	< 30	< 0,05	faible
30 à 40	30 à 60	0,15 à 0,25	moyen
40 à 60	60 à 95	0,25 à 0,5	élevé
> 60	> 95	1	très élevé

Tableau I-10 : Potentiel de gonflement d'après (Ghen, 1988) cité par (Vincent, et al., 2006).

R_L	Sensibilité
< 0,4	Faible
0,4 à 0,65	Moyenne
0,65 à 0,75	Forte
> 0,75	Très forte

Tableau I-11 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après (Mastchenko, 2001) cité par (Vincent, et al., 2006).

I.3. Modèles d'estimation du gonflement

Dans ce qui suit, on va présenter et expliquer quelques méthodes d'estimation des paramètres de gonflement, généralement le potentiel (l'amplitude) et la pression de gonflement. Pour cela, il existe deux types de méthodes : directes et indirectes.

I.3.1. Méthodes indirectes

Ce genre d'estimations consiste à relier les paramètres de gonflement aux paramètres géotechniques du sol qu'on les obtient facilement au laboratoire, en basant sur des formules empiriques pour estimer et quantifier le potentiel et la pression du gonflement.

Quelques auteurs ont relié le potentiel de gonflement (ϵ_g) ou la pression de gonflement (σ_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau naturelle W_n , densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité W_L , indice de plasticité I_p , limite de retrait W_R , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) puisque on les considère comme les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles (Vincent, et al., 2006).

Le tableau I-12 résume quelques relations empiriques proposées par des auteurs pour la détermination des paramètres de gonflement, certains de ces auteurs estiment le potentiel et la pression, et d'autres estiment seulement le potentiel ou la pression de gonflement.

Auteurs	Équation	Paramètres	Source
Seed et al. (1962)	<ul style="list-style-type: none"> $\epsilon_g = 2,16 \cdot 10^{-3} (I_p)^{2,44}$ 	ϵ_g et I_p (-)	(Vincent, et al., 2006)
O'Neil et Ghazzaly (1977)	<ul style="list-style-type: none"> $\epsilon_g = 0,131 W_L - 0,27 W_n + 2,77$ 	ϵ_g (%) W_L (-) W_n (-)	(Vincent, et al., 2006)
Johnson et Snethen (1978)	<ul style="list-style-type: none"> $\log \epsilon_g = 0,036 W_L - 0,0833 W_n + 0,458.$ 	ϵ_g (%) W_L (-) W_n (-)	(Bekkouche, et al., 2001)
Guiras-Skandaji (1996)	$\epsilon_g = 3,0571 W_n - 117,59$	ϵ_g (%), W_n (%)	(Vincent, et al., 2006)
SCHNEIDER et POOR (1974)	$\log \epsilon_g = \frac{0,9 I_p}{W_n} - 19$	W_n (-), I_p (-)	(Belabbaci, 2014)
Komornik et David (1969)	<ul style="list-style-type: none"> $\epsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow$ marnes $\epsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow$ argiles 	ϵ_g (%) I_p (-)	(Vincent, et al., 2006)
	<ul style="list-style-type: none"> $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 W_L + 6,66 \cdot 10^{-4} \gamma_d - 0,0269 W_n$ 	σ_g (kPa) γ_d (kg/m ³) W_L (%) W_n (%)	(Zumrawi, 2013)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	<ul style="list-style-type: none"> $\log \epsilon_g = \frac{1}{12}(0,4 W_L - W_n + 5,5).$ 	ϵ_g (%) σ_g (kPa) W_L (%) W_n (%) γ_d (kg/m ³)	(Bekkouche, et al., 2001)
	<ul style="list-style-type: none"> $\log \epsilon_g = \frac{1}{19,5} (0,65 W_L + 6,242 \gamma_d - 130,5).$ 		
	<ul style="list-style-type: none"> $\log \sigma_g = \frac{1}{12}(0,4 W_L - W_n + 23,6).$ $\log \sigma_g = \frac{1}{19,5} (0,65 W_L + 6,242 \gamma_d - 100).$ 		

Brackley (1983)	<ul style="list-style-type: none"> $\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} \log P)$ $(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 W_n)$ 	ε_g (%), σ_g (kPa) e : indice des vides, P : surcharge extérieure (kPa)	(Vincent, et al., 2006)
	<ul style="list-style-type: none"> $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$ 	W_n (%) et I_p (-)	
Nagaraj et Srinivasa (1983)	<ul style="list-style-type: none"> $\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log P_c}$ 	e_0 : indice des vides initial, e_1 : indice des vides correspondant à la limite de liquidité, P_c : pression de consolidation (Kg/cm ³)	(Vincent, et al., 2006)
Nayak and Christensen (1974)	$\sigma_g = 2,5 \cdot 10^{-1} (I_p)^{1,12} \cdot (C^2 / W_n^2) + 25$	σ_g (KN/m ²), I_p (-), C : teneur en argile (-), W_n : teneur en eau initial (-).	(Zumrawi, 2013)

Tableau I-12 : Modèles d'estimation du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

Ces modèles ne sont pas généralement applicables pour notre région, et pour cela (Bekkouche, et al., 2001) ont ajusté certaines expressions afin d'obtenir des valeurs approchées de celles in-situ (tableau I-13).

Modèles	Expression mathématique
Seed et al.	<ul style="list-style-type: none"> • $\varepsilon_g = 0,1670877 \cdot A_c \cdot C + 0.8221577$ • $\varepsilon_g = 0,1823723 \cdot I_p + 0,4559623$
Vijayvergiya et Ghazzaly	<ul style="list-style-type: none"> • $\lg \varepsilon_g = \frac{1}{19,5} (2,8742805 \cdot \gamma_d + 0,22238775 \cdot W_L - 48,4704675)$ • $\lg \varepsilon_g = \frac{1}{12} (0,0964896 \cdot W_L - 0,08028 \cdot W_n + 3,0697752)$
	<ul style="list-style-type: none"> • $\lg \sigma_g = \frac{1}{12} (0,0651096 \cdot W_L - 0,1512264 \cdot W_n + 26,8704696)$ • $\lg \sigma_g = \frac{1}{19,5} (2,328378 \cdot \gamma_d + 0,15710565 \cdot W_L - 3,5600565)$
Johnson	<ul style="list-style-type: none"> • $\varepsilon_g = -0,0215153 I_p - 2,671464 \cdot Z - 0,8565674 \cdot W_n + 0,0023009 \cdot W_n \cdot I_p + 0,056402 \cdot Z \cdot I_p + 28,49721$
Nayak et Christensen	<ul style="list-style-type: none"> • $\varepsilon_g = 0,0761548 \cdot I_p \cdot \frac{C}{W_n} - 0,222854$
David et Komornik	<ul style="list-style-type: none"> • $\lg \sigma_g = 0,0079182 \cdot W_L + 0,006342451 \cdot \gamma_d - 0,00161536 \cdot W_n + 1,1328183$

Tableau I-13 : Résultats d’ajustement des modèles de gonflement (Bekkouche, et al., 2001).

Par ailleurs, (Bekkouche, et al., 2001) ont proposé quelques modèles adaptés aux sols de la région de Tlemcen pour estimer le potentiel et la pression de gonflement, le tableau I-14 montre ces expressions mathématiques ainsi que leurs domaines de validité.

Ces expressions empiriques sont utilisées comme des indicateurs de potentiel et de la pression du gonflement, mais les valeurs obtenues ne doivent servir que lors des études d’avant-projet sommaire (APS), notamment pour orienter les concepteurs, ils ne peuvent jamais remplacer celles des essais directs de gonflement lors de l’étude pratique d’un sol donné.

Expression mathématique	Domaine de validité
$\log \varepsilon_g = -0,008 \cdot Z + 0,27 \cdot A_c - 0,02 \cdot T_{Ca} + 0,016 \cdot S_r - 0,16$	ε_g de 0 à 12 %
$\log \varepsilon_g = -0,1 \cdot Z + 1,06 \cdot A_c + 0,022 \cdot \gamma_d - 0,04 \cdot W_n + 0,82$	ε_g de 0 à 15 %
$\log \sigma_g = 0,01 \cdot I_p + 1,26 \cdot \gamma_d - 0,008 \cdot W_n - 0,1 \cdot M - 0,179$	σ_g de 0 à 600 kPa
$\log \sigma_g = -0,001 \cdot W_n \cdot I_p + 0,024 \cdot W_L + 0,1 \cdot M + 1,287$	σ_g de 0 à 400 kPa
$\log \sigma_g = 0,006 \cdot I_p + 1,21 \cdot \gamma_d - 0,013 \cdot W_R + 0,11 \cdot M + 0,03$	σ_g de 0 à 600 kPa

Tableau I-14 : Modèles proposés pour l'amplitude et la pression de gonflement (Bekkouche, et al., 2001).

I.3.2. Méthodes directes

Vu que les essais in-situ réalisés par (Mariotti, 1976 ; Ofer et Blight, 1985 ; Magnan, 1993) cité par (Vincent, et al., 2006) sont pratiquement long et très couteux, on préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide des appareils classiques de laboratoire.

Il existe plusieurs méthodes de mesures directes, on peut citer :

I.3.2.1. Méthode de MYSLIVEC :

Cette méthode consiste à charger séparément à sec plusieurs échantillons du même sol gonflant. Quand on les met en contact avec l'eau, certains entre eux tassent et d'autres gonflent.

Les échantillons ayant tassé sont soumis à une contrainte de surcharge supérieure à la pression de gonflement, et ceux ayant gonflé supporte une contrainte de surcharge inférieure à la pression de gonflement. La pression de gonflement c'est donc le point où aucun gonflement ou tassement ne se produit, c'est l'intersection de la droite reliant les taux de gonflement avec l'axe des déformations nulles (figure I-7).

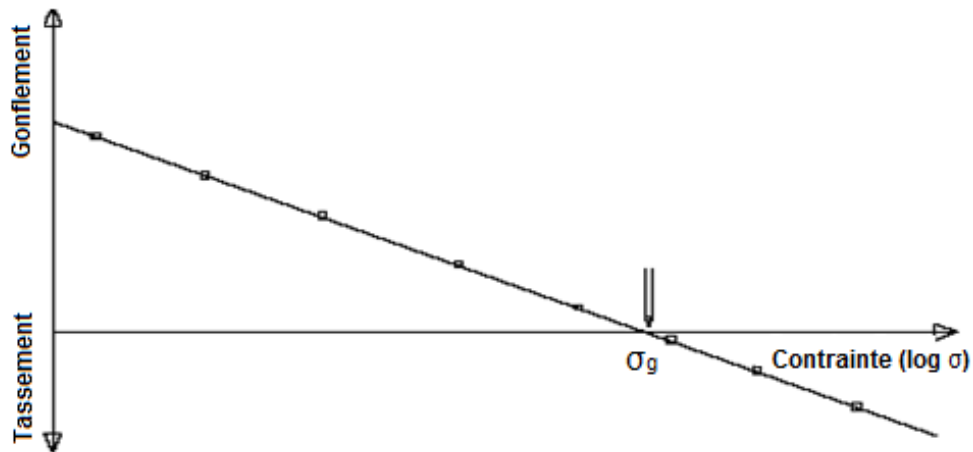


Figure I-7 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de MYSLIVEC cité par (Belabbaci, 2014).

I.3.2.2. Méthode du C.E.B.T.P :

La méthode du C.E.B.T.P (Centre Expérimental de Recherche et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics) peut déterminer la pression de gonflement par l'essai de compressibilité à l'œdomètre.

À la mise à eau et augmentation de la charge appliquée, l'échantillon testé est empêché de gonfler jusqu'à apparition du premier signe de tassement. La pression du gonflement est l'abscisse du point où le tassement commence (figure I-8).

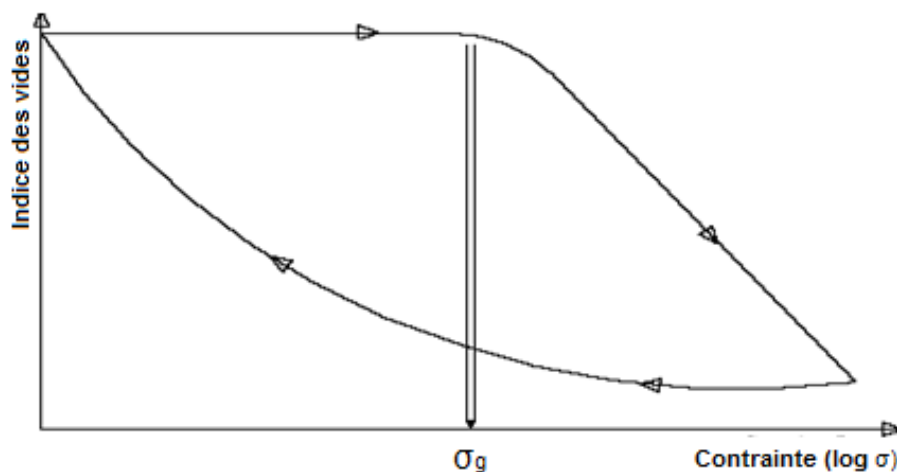


Figure I-8 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode du C.E.B.T.P cité par (Belabbaci, 2014).

I.3.2.3. Méthode de HUDER et AMBERG :

Au début, pour éliminer les effets du remaniement, l'échantillon de sol est soumis à une alternance de charges et de décharges à sec (figure I-9), ensuite il est inondé à l'état chargé ce qui doit amorcer le gonflement. La charge appliquée est éliminée par paliers successifs jusqu'à libération totale de l'échantillon de sol.

Le taux de gonflement peut être enregistré et la courbe (11) tracée.

Selon Huder et Amberg, la pression de gonflement est l'intersection des prolongements des courbes (2) et (11).

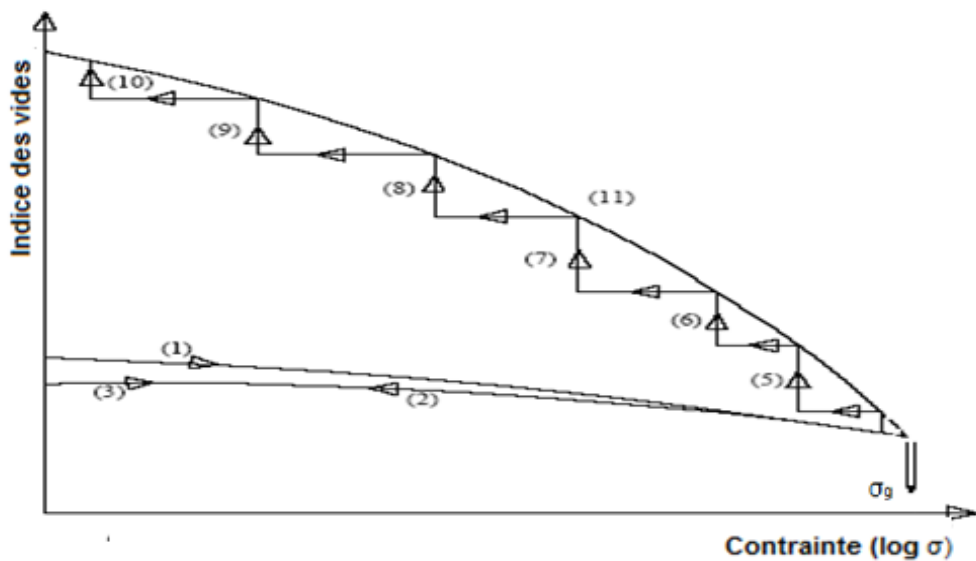


Figure I-9 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de HUDER et AMBERG cité par (Belabbaci, 2014).

I.3.2.4. La méthode chinoise :

L'échantillon testé qui a un indice des vides initial (e_0), est chargé à sec jusqu'à atteindre une valeur (e_1) de l'indice des vides, sachant que $e_1 < e_0$ (figure I-10).

À la stabilisation du tassement, l'échantillon est submergé d'eau, ce qui le pousse à gonfler. Quand le gonflement est stabilisé, l'échantillon est déchargé progressivement jusqu'à élimination de toute la contrainte de surcharge. L'abscisse du point M de coordonnées (σ_g, e_0) est considéré la pression de gonflement (WONG, 1980) cité par (Belabbaci, 2014).

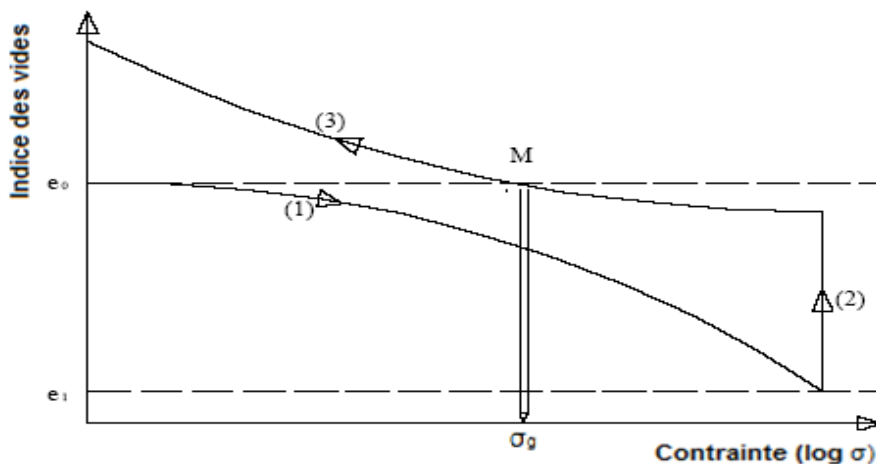


Figure I-10 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode Chinoise citée par (Belabbaci, 2014).

I.3.2.5. Méthode de FIRTH :

Un cycle chargement/déchargement sera appliqué à l'échantillon testé, sachant que la contrainte de chargement étant égale à la pression des terres.

L'échantillon est mis à eau dès qu'il est complètement déchargé, ce qui autorise la lecture du taux de gonflement après le développement du gonflement. L'échantillon est progressivement chargé jusqu'à l'arrivée à l'indice des vides final du premier cycle de chargement où on peut dire que la pression de gonflement est déterminée (figure I-11).

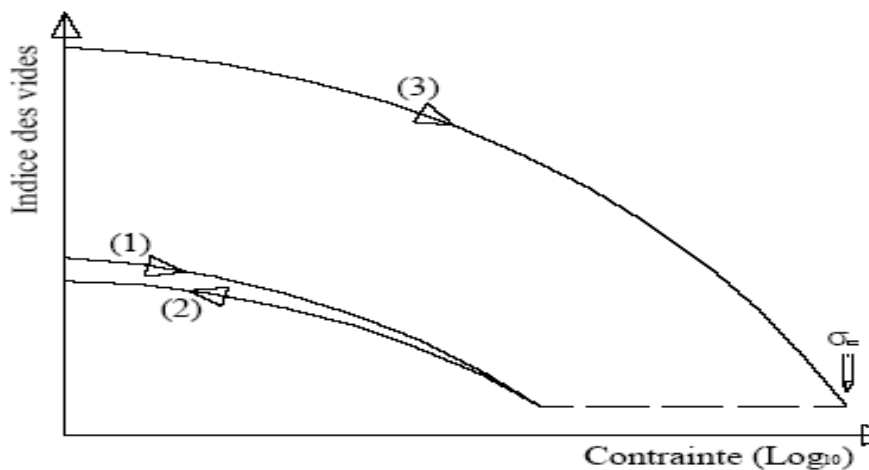


Figure I-11 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de FIRTH citée par (Belabbaci, 2014).

I.3.2.6. Méthode de FU HUA CHEN :

On charge l'échantillon à sec selon la contrainte de terre, puis on l'inonde sous cette même contrainte (figure I-12). Après stabilisation du gonflement, l'échantillon testé est progressivement chargé jusqu'à retrouver son indice des vides avant inondation, la pression de gonflement est notée donc : $\sigma_g = \sigma_1 - \sigma_0$ (DJAANI, et al., 2011).

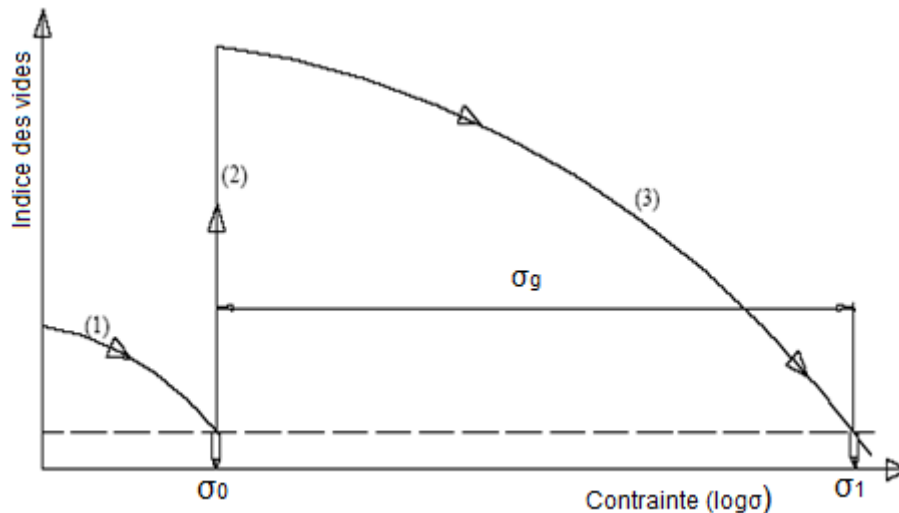


Figure I-12 : Détermination de la pression de gonflement selon CHEN cité par (DJAANI, et al., 2011).

I.3.2.7. Méthode du double œdomètre :

Cette technique de mesure est mise au point par JENNINGS et KNIGHT, (1958). Dans le premier œdomètre, l'échantillon est soumis à une série croissante de chargements sachant que la teneur en eau reste naturelle. La courbe (1) de la figure I-13 présente la variation de l'indice des vides.

Dans le deuxième œdomètre, la même opération s'effectue pour un autre échantillon mais cette fois-ci après avoir complètement gonflé sous charge nulle, on obtient la courbe (2). La translation verticale de la courbe (1) vers la courbe (2) permet de repérer un premier point d'intersection. Une construction graphique particulière permet de déterminer le taux de gonflement (DJAANI, et al., 2011).

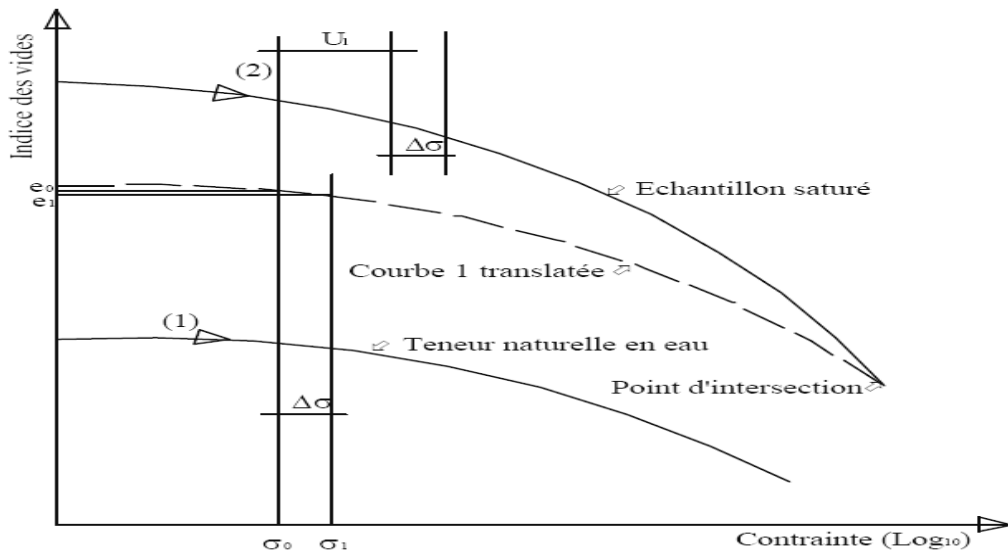


Figure I-13 : Détermination de la pression de gonflement selon la méthode du double odomètre cité par (DJAANI, et al., 2011).

I.3.2.8. Méthode de gonflement libre :

Cette technique peut se faire soit dans un œdomètre ou dans un appareil triaxial (figure I-14). L'échantillon est soumis à une faible pression, correspondante à la pierre poreuse et au poids du piston, et l'en gardant en contact avec l'eau.

Une fois le gonflement est stabilisé, l'échantillon quasi-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La charge nécessaire appliquée pour ramener l'échantillon à son volume initial est notée la pression de gonflement.

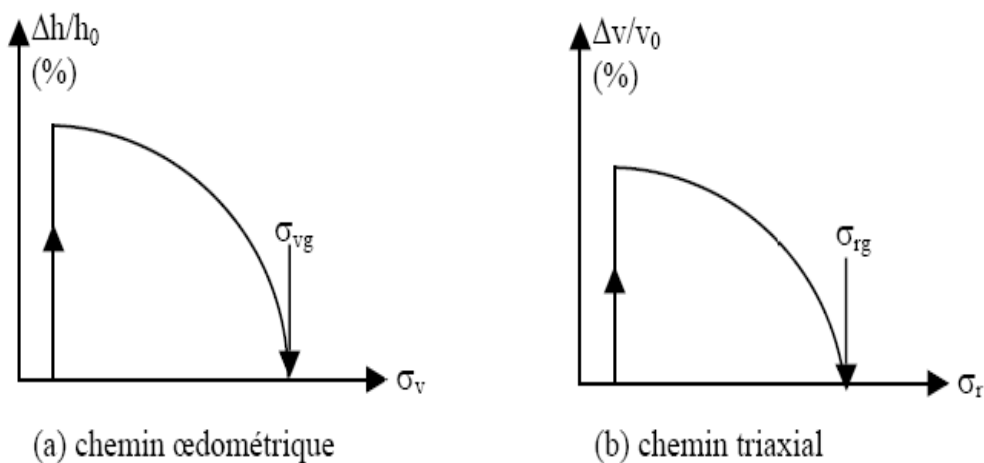


Figure I-14 : Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique et triaxial (Belabbaci, 2014).

D'après (Guiras-SKandaji, 1996) cité par (Belabbaci, 2014), un chargement rapide après 24h conduit à une pression de gonflement plus importante qu'un chargement lent. Alors que la pression de gonflement dépend de la vitesse de chargement.

L'avantage de cette méthode est qu'elle nécessite une seule éprouvette et permet d'obtenir la pression et le potentiel de gonflement, ainsi que la courbe de compressibilité du sol saturé après gonflement. Cependant, l'inconvénient est lorsque le sol subit un gonflement sous confinement, elle n'est pas représentative du chemin de contrainte suivi par ce sol (Brackley, 1975 ; Justo et al. 1984 et El Sayed & Rabbaa, 1986) cité par (Belabbaci, 2014).

I.3.2.9. Méthode de gonflement sous charges constantes :

Elle s'appelle aussi "la méthode de gonflement en parallèle", elle nécessite plusieurs échantillons identiques chaque échantillon est soumis à une humidification sous une charge constante (pression verticale à l'œdomètre ou contrainte isotrope à l'appareil triaxial).

La production du gonflement ou de l'effondrement du sol dépend de la valeur de la charge d'humidification. On trace la courbe $\Delta h/h_0$ en fonction de la pression appliquée ($\text{Log } \sigma$) lors de l'humidification (figure I-15), la pression qui correspond à une déformation nulle est la pression de gonflement. Le potentiel de gonflement dans cette méthode se définit comme la variation de hauteur sous une pression donnée.

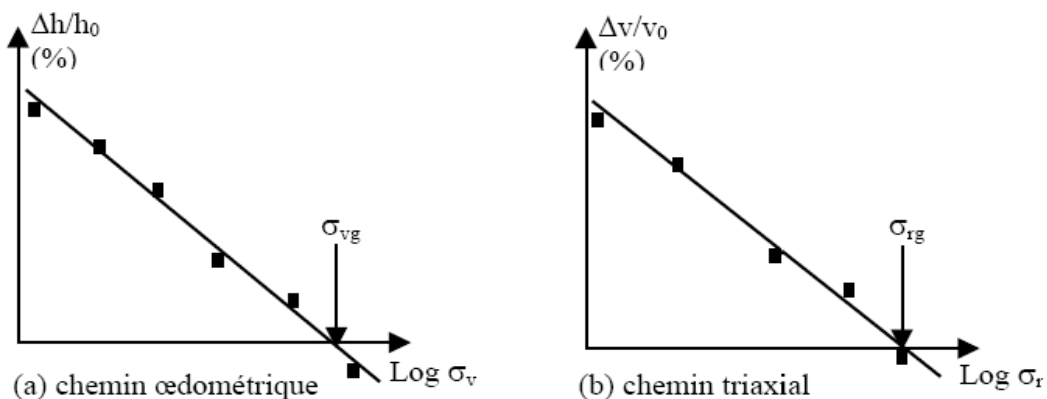


Figure I-15 : Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil œdométrique et triaxial (Vincent, et al., 2006).

Cette méthode permet de s'approcher le plus des conditions in-situ (Sridharan et al, 1986 ; El Sayed & Rabbaa, 1986) cité par (Vincent, et al., 2006). Par ailleurs, cette technique est plutôt utilisée pour des matériaux plus ou moins remaniés parce qu'elle nécessite trois éprouvettes identiques, ce qui est parfois difficile dans le cas des échantillons intacts.

I.3.2.10. Méthode de gonflement à volume constant :

Le principe de cette méthode est de saturer une éprouvette tout en gardant son volume constant jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement. La pression de gonflement est la pression nécessaire pour maintenir le volume constant.

À l'œdomètre, ceci consiste à bloquer le piston sur un bâti de presse afin d'empêcher la déformation de hauteur et à mesurer l'évolution de la contrainte de gonflement verticale (σ_{vg}) (figure I-16-a) à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et le bâti de presse.

Pour l'appareil triaxial, un contrôleur pression-volume mesure la contrainte de gonflement isotrope (σ_g) (figure I-16-b).

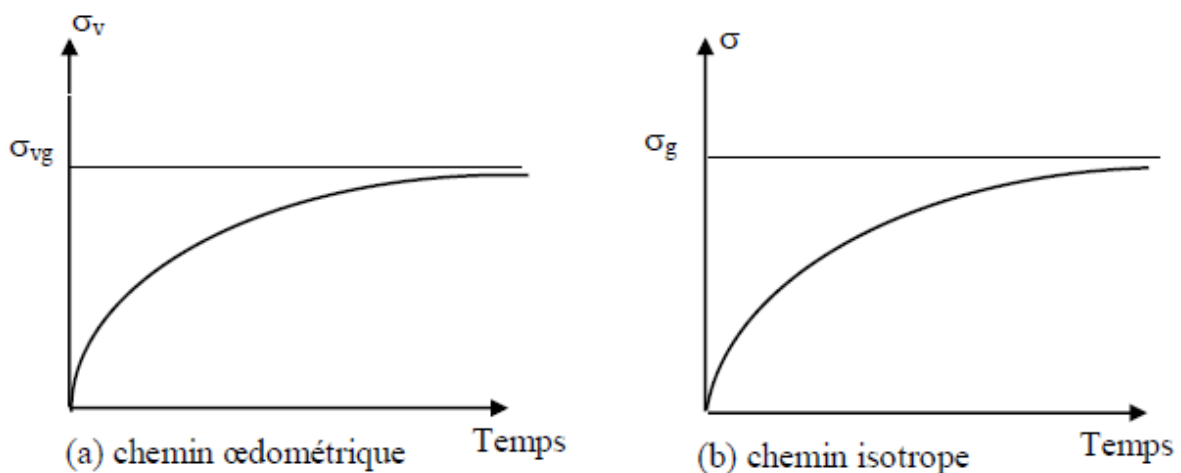


Figure I-16 : Méthode de gonflement à volume constant (Vincent, et al., 2006).

En utilisant cette méthode, certains auteurs (Brackley, 1973 ; Push, 1982 ; Cuisinier, 2002 ; Alonso et al, 1999) observent que la pression de gonflement passe par un maximum avant de décroître au cours de l'hydratation.

Ces auteurs expliquent ce phénomène par une plastification de l'éprouvette au cours de l'hydratation. En même temps que la succion diminue et que la pression de gonflement augmente, la résistance entre les agrégats du sol diminue. À partir d'un certain seuil, les particules s'effondrent, provoquant la baisse de la pression de gonflement.

(Vincent, et al., 2006)

I.4. Mesure de retrait :

Le retrait se produit par une diminution de la teneur en eau qui se traduit par une baisse de niveaux des nappes ou par l'évaporation de la tranche la plus superficielle du sol (1 à 2m de profondeur). Et pour cela, il est évident de mesurer ce phénomène pour protéger les structures de dégâts probables.

I.4.1. Essai de retrait libre :

Le dispositif utilisé pour l'essai de retrait libre (sans charge et par séchage à l'air) a évolué en trois étapes :

Première étape :

Cet essai est décrit dans la norme française XP P94-060-2. L'éprouvette est centrée sur le dispositif de mesure de la déformation verticale et elle est retirée et pesée régulièrement pour obtenir la variation de la teneur en eau (figure I-17).

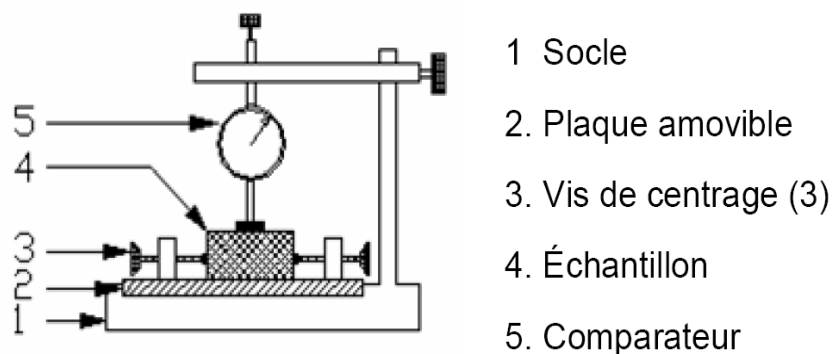


Figure I-17 : Dispositif pour l'essai de retrait (XP P 94-060-2) cité par (Myriam, et al., 2008).

Deuxième étape :

Mesure manuelle des déformations, horizontales et verticales, et la mesure en continu de la perte de masse de l'éprouvette. L'ensemble du dispositif de mesure des dimensions de l'éprouvette est placé sur une balance (figure I-18), ce qui permet de déterminer la masse de l'éprouvette sans avoir la manipuler. De la même que précédemment, la déformation volumique est évaluée directement mais les mesures restent manuelles.

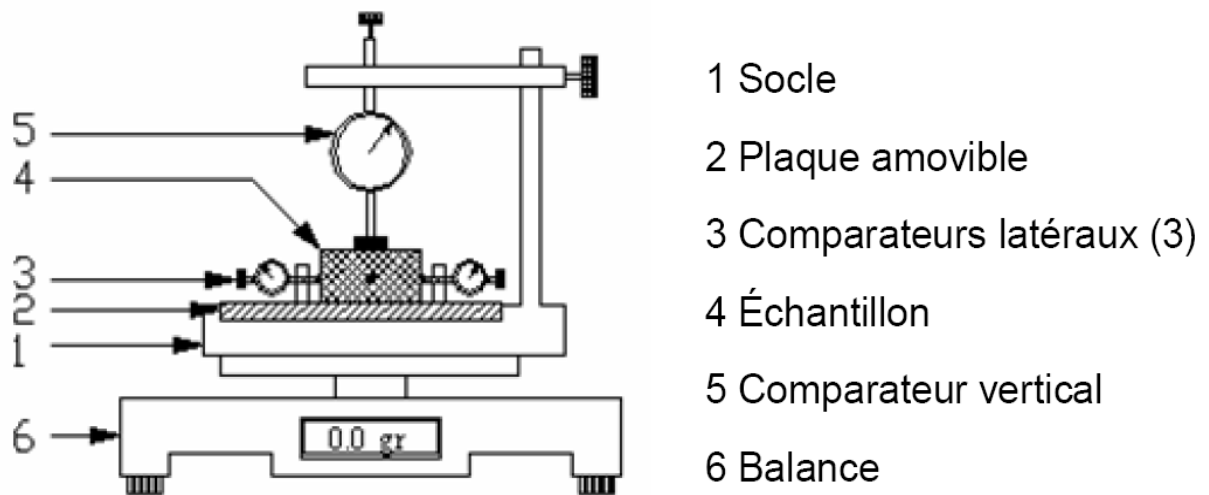


Figure I-18 : Dispositif pour l'essai de retrait. Deuxième génération cité par (Myriam, et al., 2008).

Troisième étape :

Les mesures sont réalisées d'une manière automatique par l'intermédiaire de logiciel " LABVIEW " et en utilisant trois capteurs numériques de déplacement et une liaison RS232, relie directement la balance à l'ordinateur (figure I-19), qui permet de tracer la courbe de retrait du sol (relation entre la teneur en eau et l'indice des vides) durant la nuit et le week-end (l'essai de retrait dure environ 8-10 jours).

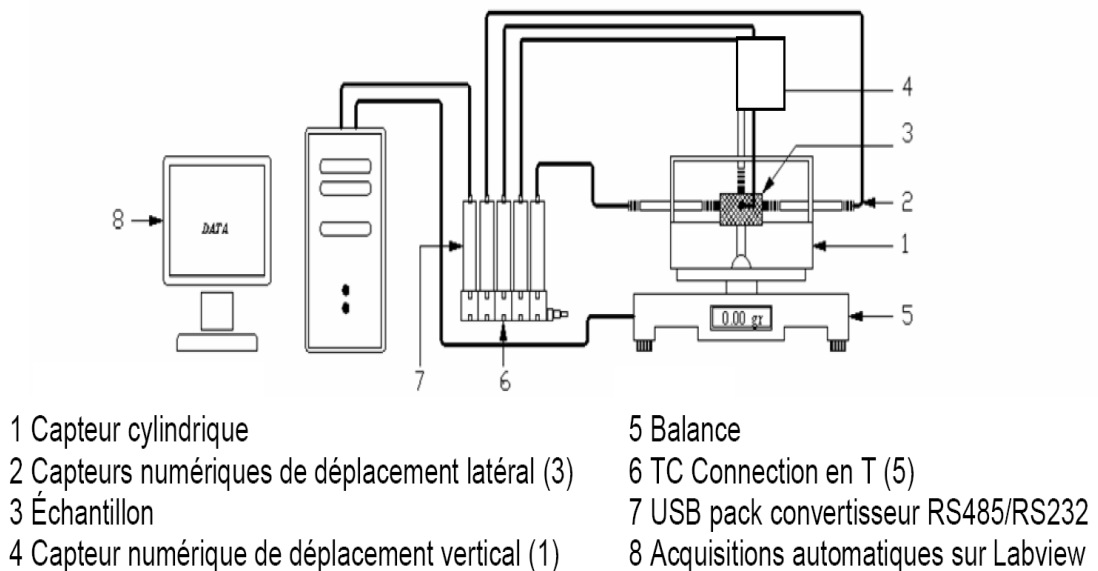


Figure I-19 : Dispositif automatisé pour l'essai de retrait. Troisième génération citée par (Myriam, et al., 2008).

I.4.2. Essai de retrait sous charge :

Le but de cet essai est de trouver une loi qui relie la teneur en eau du sol et son changement de volume quand le sol est soumis à une charge égale aux contraintes verticales sous une fondation. L'essai a été exécuté en modifiant un œdomètre (figure I-20). La bague-vernier, développée au LCPC par Félix en 1980, mesure les déformations horizontales de l'éprouvette.

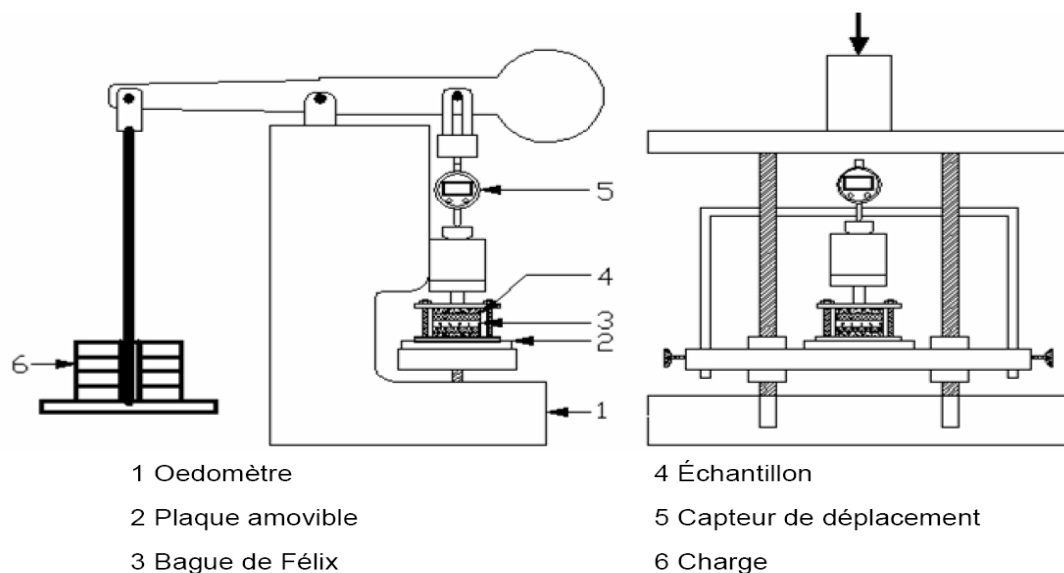


Figure I-20 : Appareillage pour l'essai de retrait sous charge à l'œdomètre cité par (Myriam, et al., 2008).

I.4.3. Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle :

Cet essai est fourni par la norme expérimentale XP P94-060.1.

Après le prélèvement de l'échantillon, on prépare une pâte composée des éléments passant au tamis de 400 μm et la mettre dans des éprouvettes de volume initial connu de cette pâte à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve où on mesure leurs volumes.

Le volume l'éprouvette mesuré après étuvage est identique à celui qui correspond à la limite de retrait conventionnel (figure I-21) et que la variation de volume n'est due qu'au départ de l'eau pendant la dessiccation (NOWAMOOZ, 2007).

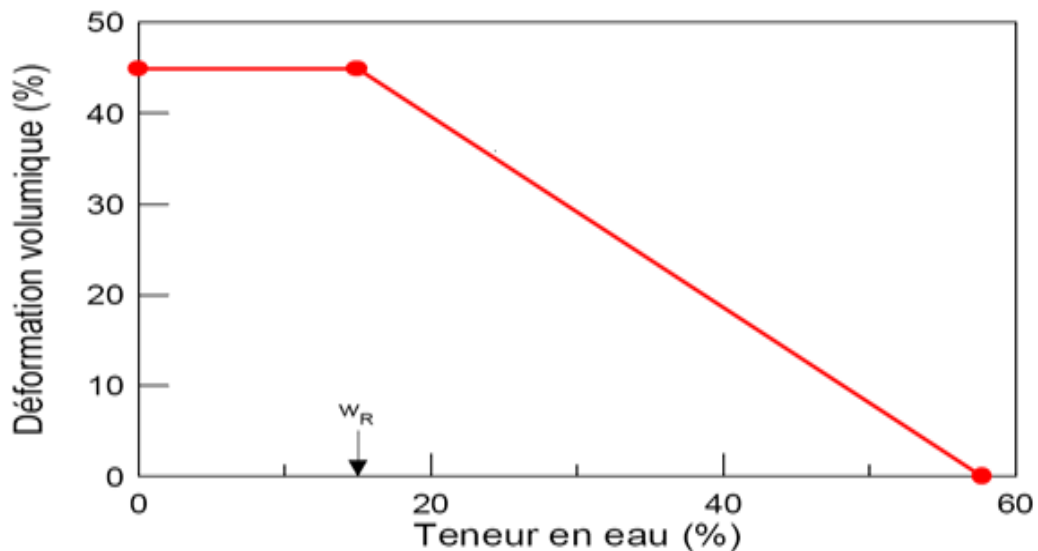


Figure I-21 : Courbe de retrait volumique conventionnel sur matériau remanié (NOWAMOOZ, 2007).

I.4.4. Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective :

Le détail du matériel et du mode opératoire de l'essai est donné par la norme française XP P94-060.2. Cet essai consiste à mesurer la variation de hauteur d'une éprouvette cylindrique extraite d'un échantillon intact disposée sur un bâti et soumise à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve.

La limite de retrait effective est déterminée à partir la courbe de retrait qui représente l'évolution de la variation de la hauteur en fonction de la teneur en eau (figure I-22) (NOWAMOOZ, 2007).

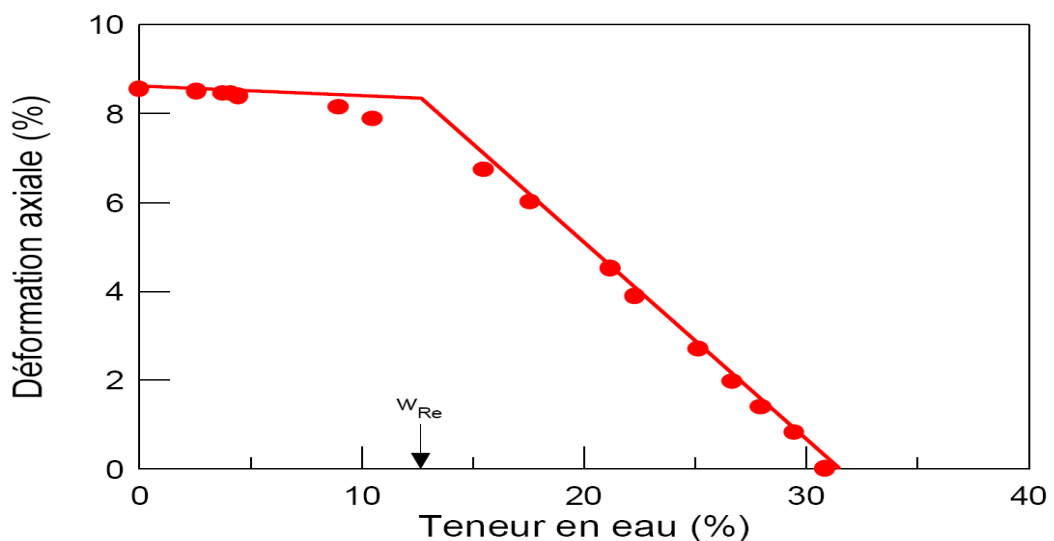


Figure I-22 : Courbe de retrait linéaire sur matériau intact (NOWAMOOZ, 2007).

I.4.5. Les techniques de mesure de la courbe de retrait :

Depuis (Haines, 1923) cité par (COSTANTINI, 1997), la mesure de la courbe de retrait repose sur deux paramètres, la teneur en eau qui est facile à déterminer avec la méthode classique, et le volume massique apparent de l'échantillon à différents états d'humidité connus. Cependant, l'obtention d'une telle courbe de retrait est en pratique délicate et laborieuse ; plusieurs techniques ont été utilisées au cours du temps.

Pour mesurer la courbe de retrait il existe deux types de méthodes, celles qui mesurent directement le volume apparent de l'échantillon au cours de son retrait à l'aide d'un densimètre et celles qui mesurent le retrait linéaire sur une ou plusieurs dimensions de l'échantillon en posant certaines hypothèses d'isotropie du retrait.

I.4.5.1. Les méthodes de mesure directe du volume de l'échantillon

La plupart de ces méthodes sont basées sur le principe de la poussée d'Archimède s'exerçant sur l'échantillon plongé dans un liquide. Le volume de l'échantillon est donc égal au volume du liquide qu'il déplace dans un récipient.

L'échantillon peut être enrobé ou recouvert d'un film imperméable avant de le plonger dans le liquide, soit par la paraffine (Lauritzen et Stewart, 1941, Audry et al, 1973), une résine polymère (Brasher et al, 1966), une membrane extensible (Tariq et Durnford, 1993) ; comme il peut être plongé sans avoir été préalablement enrobé dans un liquide non pénétrant tel que le mercure (Haines 1923, Greene-Kelly 1971), ou de l'huile à grande viscosité (Bronswijk, 1990).

Une autre technique consiste à saturer préalablement l'échantillon du même liquide que celui dans lequel on effectue la poussée d'Archimède, ceci pour éviter l'intrusion du liquide dans la porosité du sol pendant son immersion. C'est le cas de la méthode au pétrole (Monnier et al. 1973, Fies et Stengel 1981, Tessier 1984, Hallaire 1987).

Les inconvénients de ces méthodes sont multiples, elles ne permettent pas l'automatisation de la mesure du retrait en continu sur le même échantillon ; la courbe est alors constituée d'une dizaine de points (volume apparent et teneur en eau) répartis entre l'état saturé et l'état sec du sol. Dans le cas de sols à larges pores, la pénétration du liquide d'enrobage ou celui déplacé si l'échantillon n'est pas enrobé peut causer une erreur de l'ordre de 1 à 2%. Ainsi que ces méthodes ne sont pas bien adaptées pour des sols fragiles et friables ou très poreux présentant une cohésion insuffisante à l'état humide. De plus, l'enrobage de

l'échantillon pour la mesure directe de son volume apparent entraîne sa destruction après mesure, il est alors difficile de suivre l'évolution de son retrait sans perte de matière entre les différentes étapes, donc ça nécessite beaucoup d'échantillons, et quand elle serait possible, son tracé tout au long du retrait deviendrait difficile d'échantillons à exécuter.

(COSTANTINI, 1997).

I.4.5.2. Les méthodes de mesure indirecte du volume de l'échantillon

Par ces méthodes, on peut calculer le retrait volumique de l'échantillon à partir du retrait linéaire, dans une direction donnée, si celui-ci est isotrope. Et pour cela, différents auteurs ont présenté plusieurs méthodes : mécaniques selon (Schafer et Singer, 1976), visuelle par microscopie électronique à balayage selon (Tessier et Berrier, 1979), manuelle d'après (Wires et al, 1987).

Selon la technique de Berndt et Coughlan (1976) cité par (COSTANTINI, 1997), l'échantillon de sol non remanié sous forme de carotte est mis à saturation pendant sept jours. Durant son retrait dans des tubes cylindriques, la hauteur et le diamètre sont mesurés par des jauges électriques et un vernier. Les auteurs peuvent suivre ainsi le retrait de l'échantillon par calcul de sa masse volumique apparente (d'après la hauteur et le diamètre) à différents états hydriques.

I.5. Conclusion

Dans le cas des sols expansifs, on doit s'intéresser à leurs paramètres qui sont généralement la pression et l'amplitude de gonflement, ainsi que la limite de retrait.

Dans la phase de l'étude de sol, il est indispensable d'introduire le phénomène de retrait-gonflement, il est donc obligatoire d'identifier les sols. Si ces sols sont de nature expansive, on passe aux mesures de leurs paramètres par des méthodes indirectes (des relations empiriques) basées sur les paramètres naturels du sol, mais cette étape est juste pour orienter les concepteurs dans la phase avant-projet sommaire.

Finalement, on doit passer aux mesures directes des paramètres précédentes, et pour ce but il existe plusieurs méthodes qu'on peut choisir selon les matérielles et les types des échantillons disponibles.

Chapitre II : **PATHOLOGIE DES FONDATIONS
ET TECHNIQUES DE
CONSTRUCTION SUR SOLS
EXPANSIF**

II.1. Introduction

Les structures construites sur les sols gonflants peuvent subir plusieurs désordres à cause de la variation de volume de ces sols. Les dommages liés aux sols gonflants ne sont pas aussi graves comme celles des tremblements des terres ou les ouragans, ils ne provoquent que des dégâts matériels, pas des pertes de vie (Coduto, 1994).

Selon Holtz et Hart (1978) cité par (Coduto, 1994), aux États-Unis, pour 250 000 nouvelles maisons construites sur les sols expansifs, 60% subissent des dommages mineurs et 10% des dommages importants dont certains sont irréparables.

Cela pousse les concepteurs à bien étudier les pathologies des fondations liées à ce genre de phénomène, ainsi que les techniques adéquates pour construire sur ces sols.

II.2. Pathologies des fondations

L'effet des sols expansif peut toucher tous les types des fondations, superficielles ou profondes, cela est bien détaillé par la suite. Elles peuvent aussi impacter les aménagements extérieurs (trottoirs, escaliers...), les voiries d'accès, les réseaux d'eau enterrés, ...

(SMABTP et Agence Qualité Construction, 2015)

II.2.1. Une fondation superficielle sur sol gonflant

Les maisons individuelles reposent souvent sur des fondations superficielles, qui transmettent les charges au sol. Si ce sol est expansif, la variation de la teneur en eau qui est très élevé en surface (entre 2 et 4m comme il est montré sur la figure II-1) provoque un gonflement ou un rétrécissement qui n'est pas généralement simultané sous toutes les fondations, il produira donc un soulèvement ou un tassement différentiel des fondations.

Cette alternance de tassements et de soulèvements hétérogène sous les fondations provoque des dégâts dans les murs. Dans les cas graves, les fissures peuvent atteindre une largeur de 30 à 40 mm (on parle alors de lézardes) (figure II-2) et peuvent nécessiter la déconstruction totale de l'ouvrage.(SMABTP et Agence Qualité Construction, 2015)

Pratiquement, les bâtiments R + 0 et R + 1 sont les plus affectés par les sols expansifs (figure II-3), ceci pour deux raisons :

- Les charges de la construction transférés au sol sont faibles et donc inférieures à la pression de gonflement.
- La rigidité des bâtiments à plusieurs niveaux est généralement plus grande, avec possibilité de report décharge en cas de tassement différentiel (JACQUARD, 2008).

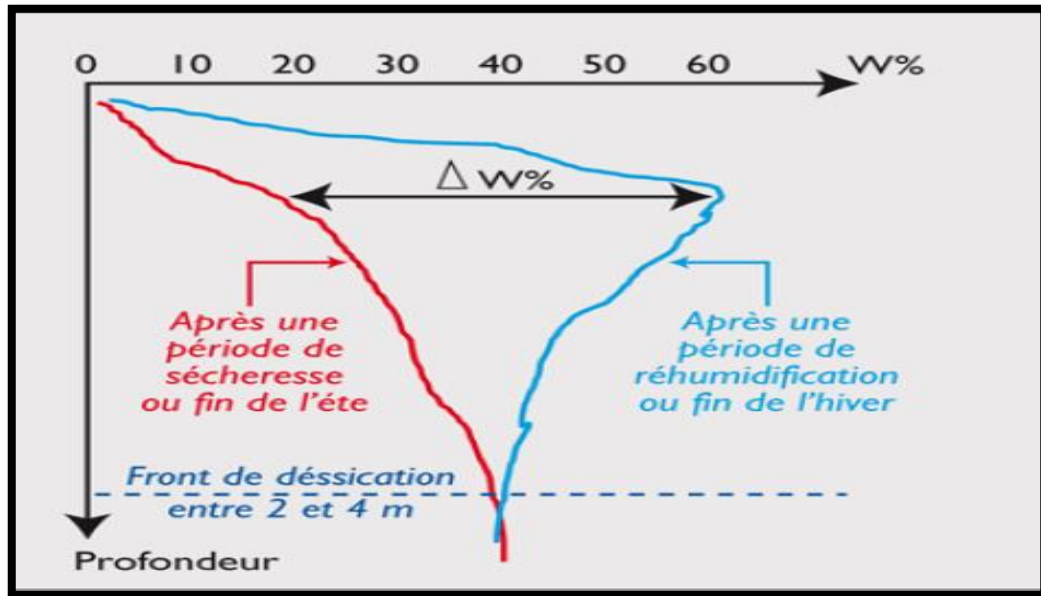


Figure II-1 : Variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur (Sermondadaz, 2018).



Figure II-2 : Lézarde causée par les sols gonflants (Sermondadaz, 2018).

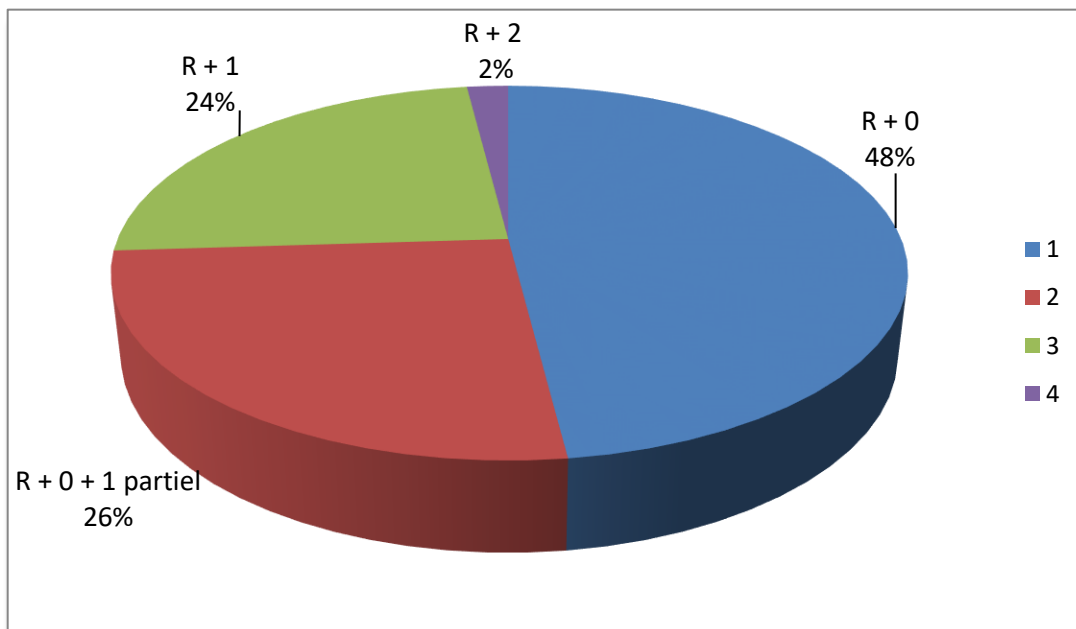
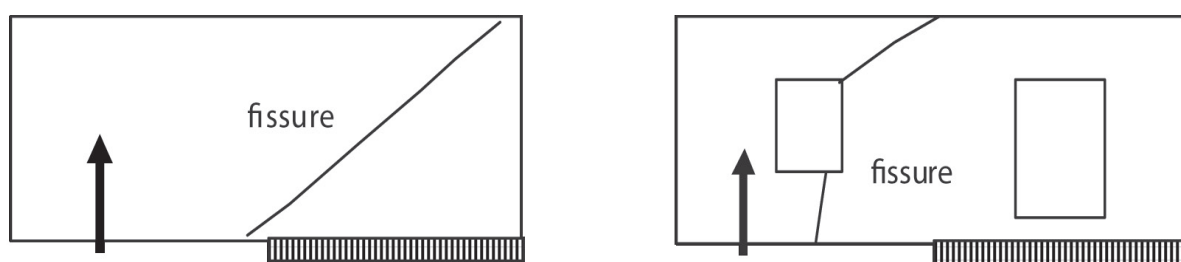


Figure II-3 : Types de bâtiments concernés par la pathologie (JACQUARD, 2008).

Les fondations externes et internes sont soumises à des sollicitations différentes qui dépendent de l'arrivée d'eau soit par des fuites à l'intérieur de la maison ou par des précipitations qui font gonfler le sol à partir de la surface extérieure du terrain. Selon les cas, le gonflement peut attaquer simultanément le côté de la fondation sur toute la longueur d'un mur ou commencer par un angle ou par le milieu d'un mur. La situation peut s'aggraver par la présence, à proximité de la construction, de certaines végétations dont les besoins en eau sont importants : chênes, peupliers, frênes, saules ...

L'effet du soulèvement sur un mur peut prendre les formes représentées sur la figure II-4 : (a) fissure oblique dans un mur sans ouverture et (b) fissures traversant les ouvertures.



a. Fissure dans un mur sans ouverture

b. Fissure dans un mur avec fenêtre

Figure II-4 : Développement de fissures provoquées par le soulèvement d'une partie de la fondation (Magnan, 2013).

Par ailleurs, les soulèvements ou les tassements générés sous les semelles isolées forment des fissures en V, soit au niveau du mur ou dans le coin selon le cas, pour bien montrer ces désordres, on met en disposition la figure II-5 :

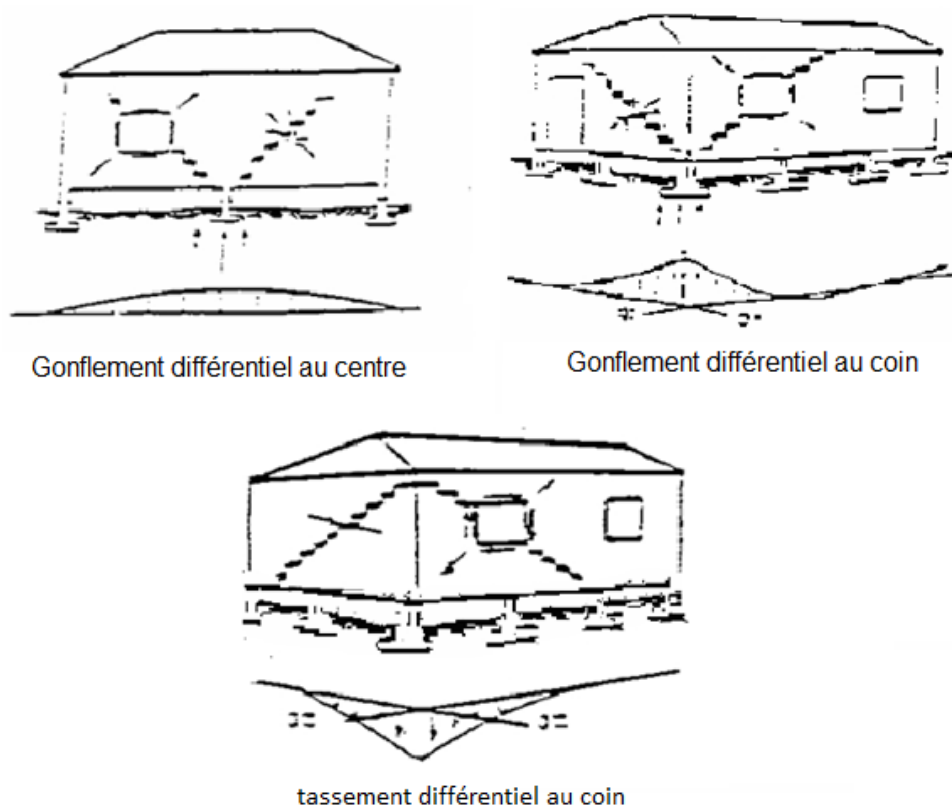


Figure II-5 : mouvements différentiels sous les semelles isolées (CPSedit, 2017).

Autrement, d’après (BRE, 1981) cité par (Attewell, et al., 1984), on peut classifier les dommages visibles sur les murs, soit en briques ou au niveau de la maçonnerie, comme il est montré dans tableau II-1 suivant :

Catégorie de dommage	Degré de dommage	Description des dommages typiques	Fissure approximative (en mm)
0	Négligeable	Fissures capillaires avec une largeur inférieure à 0,1 mm sont considérées comme négligeables	Jusqu’à 0,1
1	Très légère	Petites fissures, peuvent facilement être traitées lors de la décoration normale. Peut-être une fracture légère dans le bâtiment. Fissures rarement visibles dans la maçonnerie externe.	Jusqu’à 1

2	Légère	<p>Fissures facilement remplies. Re-décoration probablement nécessaire.</p> <p>Les fissures récurrentes peuvent être masquées par des revêtements appropriés.</p> <p>Des fissures pas nécessairement visibles de l'extérieur.</p> <p>Un jointoiment externe peut être nécessaire pour assurer l'étanchéité</p> <p>Les portes et les fenêtres risquent de coller légèrement.</p>	Jusqu'à 5
3	Modérée	<p>Les fissures nécessitent une ouverture et peuvent être réparées par un maçon.</p> <p>Les tuyaux du service peuvent se briser.</p> <p>Les portes et les fenêtres collent.</p> <p>L'étanchéité aux intempéries est souvent altérée</p>	5 à 15 (ou le nombre des fissures va jusqu'au 3)
4	Sévère	<p>De nombreux travaux de réparation impliquant le détachement et le remplacement de pans de murs, en particulier au-dessus des portes et des fenêtres. Les cadres de portes et de fenêtres ont été altérés, le sol s'est effondré.</p> <p>Une certaine perte d'appui dans les poutres.</p> <p>Les conduites de service sont perturbées.</p>	15 à 25 mais aussi dépend du nombre des fissures
5	Très sévère	<p>Cela nécessite un travail de réparation important impliquant une reconstruction partielle ou complète.</p> <p>Les poutres perdent leur appui, les murs sont fortement inclinés et doivent être étayés.</p> <p>Les fenêtres sont brisées avec distorsion.</p> <p>Danger d'instabilité.</p>	Généralement supérieur à 25 mais dépend du nombre de fissures.

Tableau II-1 : Classification des dommages visibles sur les murs avec une référence particulière pour faciliter la réparation du plâtre, de la brique ou de la maçonnerie (selon BRE, 1981) cité par (Attewell, et al., 1984).

II.2.2. Un pieu dans un sol gonflant

L'équilibre du pieu flottant, installé dans une couche d'argile, est atteint lorsque la charge appliquée en tête et le poids propre du pieu est égale au frottement latéral et la résistance de pointe.

Sur sol expansif, après l'installation du pieu et de la construction qu'il porte, l'argile gonfle à cause de l'arrivée d'eau, le mouvement relatif de l'argile par rapport au pieu est dirigé vers le haut. Le frottement mobilisé ne peut être plus important que le frottement de calcul, dont on admet qu'il est déjà maximal, mais quand le sol sera humidifié, sa consistance varie, sa résistance diminue, et éventuellement les pressions interstitielles apparaissent, ce qui diminue le frottement latéral.

Si la profondeur du sol humidifié dépasse celle de la pointe du pieu, la résistance de pointe diminue aussi de façon importante et la portance du pieu ne sera pas suffisante. La pathologie dans ce cas sera un défaut de portance du pieu.

On prend comme exemple l'étude expérimentale effectuée par (Magnan et al, 1995) citée par (Magnan, 2013), sur quatre pieux forés de 30 cm de diamètre installés dans un sol gonflant, qui montre l'effet de l'humidification progressive du sol sur le soulèvement du sol et du pieu et la diminution de la capacité portante, mesurée avant, pendant et après l'humidification. Les pieux ne sont pas chargés lors de l'humidification du sol, pour qu'ils puissent se soulever lors du gonflement, sous l'effet du soulèvement progressif du sol. Les sols du site sont des argiles quaternaires brunes, de poids volumique $\gamma = 20,6 \text{ kN/m}^3$, d'indice des vides $e = 0,61$, de teneur en eau $W = 17\%$, de limite de plasticité $W_p = 28$, de limite de liquidité $W_L = 50$ et d'indice de plasticité $I_p = 22$. Le sol comprend 45% de particules de dimension inférieure à $5 \mu\text{m}$. Sa déformation maximale de gonflement libre vaut $\varepsilon_g = 0,06$ et sa pression de gonflement $\sigma_g = 300 \text{ kPa}$. La géométrie des pieux et de la couche d'argile gonflante est montrée sur la figure II-6-a, tandis que la figure II-6-b montre l'évolution du soulèvement du sol au cours du temps (compté en mois à partir du début de l'humidification) pour les pieux et pour des repères situés tous les mètres en profondeur. Jusqu'à 4,5 m de profondeur, le sol se soulève plus que le pieu et entraîne le pieu vers le haut. Au-delà, c'est le pieu qui se soulève par rapport au sol et mobilise un frottement qui le retient.

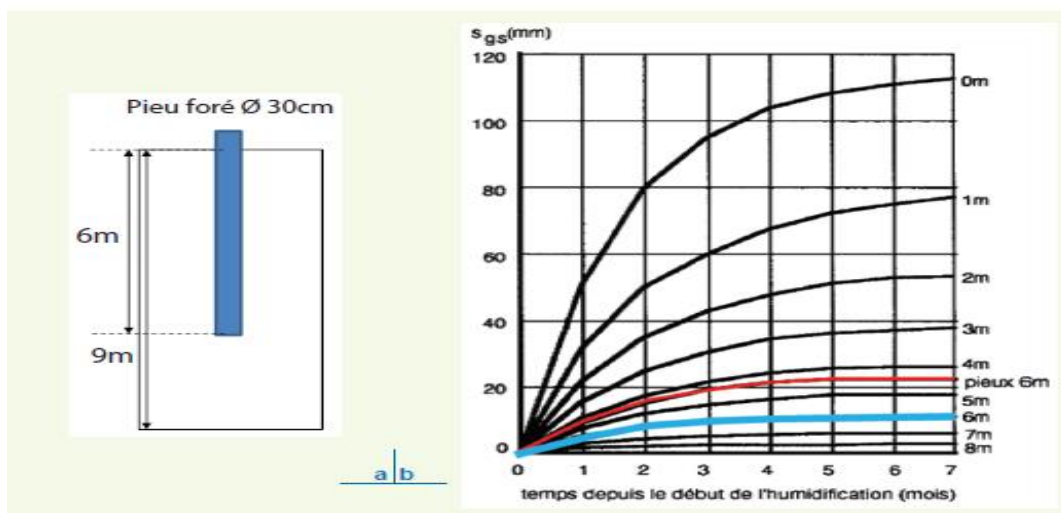


Figure II-6 : Essais d’humidification du sol argileux gonflant autour de pieux (Magnan et al, 1995) cité par (Magnan, 2013).

La figure II-7 présente les courbes de chargement de pieux, qui correspondent à l’enfoncement de la tête du pieu en fonction de la charge appliquée. On a chargé le pieu « A » avant le début de l’humidification, le pieu « C » deux mois après le début de l’humidification, le pieu « D » au bout de cinq mois et le pieu « B » au bout de sept mois, lorsque l’humidification a été considérée comme achevée. On voit que la charge pour un enfoncement de 3 cm vaut respectivement : 1000 kN, 650 kN, 420 kN et 250 kN. L’humidification de l’argile produit une diminution de la charge limite d’un facteur 4. La diminution de la résistance des sols argileux lors de leur gonflement est donc un facteur important à prendre en compte lors de la conception des projets.

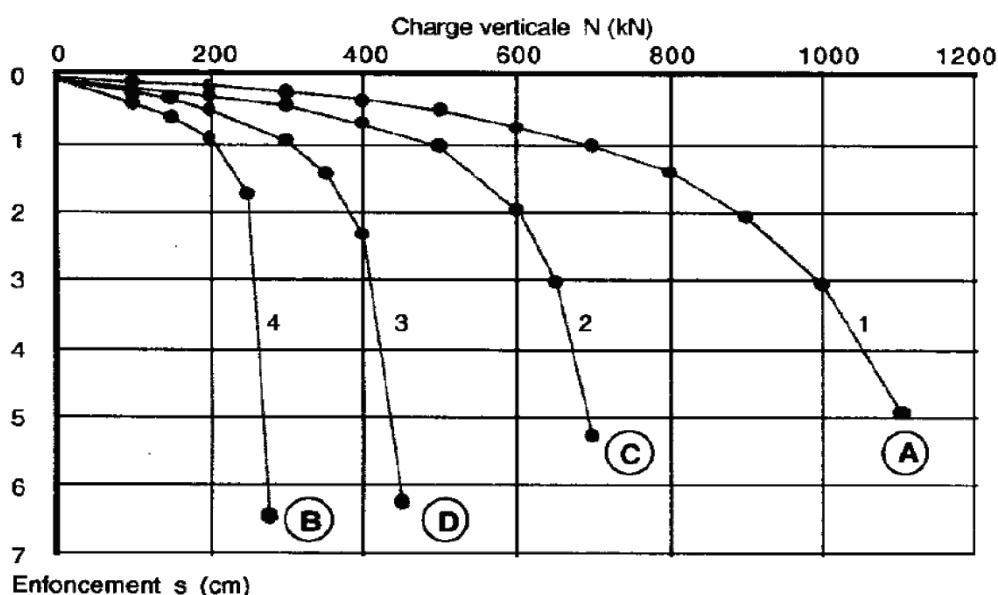


Figure II-7 : Courbes de chargement de quatre pieux dans un sol argileux gonflant, au cours de l’humidification du massif (Magnan et al, 1995) cité par (Magnan, 2013).

II.2.3. Une route sur sol gonflant

La route construite sur des sols argileux soumis au phénomène de retrait-gonflement (figure II-8-a) peut avoir des déformations liées à la variation de la teneur en eau. La sécheresse produit un retrait du sol à partir des accotements, vers le centre de la chaussée. La surface du terrain se fissure et le retrait du sol sous la chaussée peut aussi créer des fissures dans le revêtement (figure II-8-b). À la saison des pluies suivante, le sol se réhumidifie et regonfle, mais il devient plus mou et le trafic peut déformer et fissurer encore plus la chaussée (figure II-8-c). La sécheresse suivante réactive tassement et fissures, ce qui dégrade progressivement la route (figure II-8-d). Ce processus se produit dans les régions argileuses de beaucoup de pays, notamment en Afrique (Magnan, 2013).

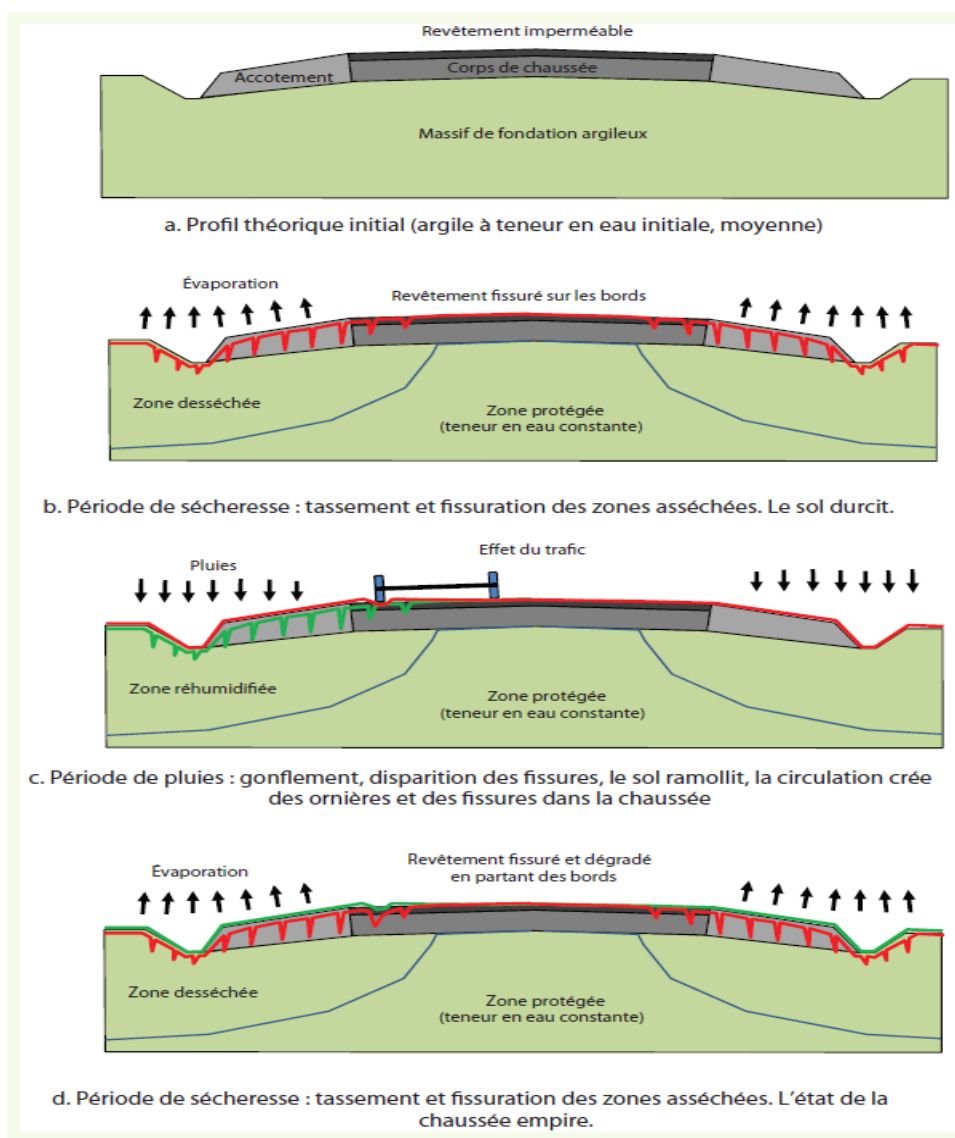


Figure II-8 : Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant (Magnan, 2013).

La position des fissures dépend de l'étendue de la zone atteinte par les variations de teneur en eau lors des cycles de sécheresse et d'humidification.

II.3. Techniques de construction sur sols expansifs

La construction sur les sols expansifs doit obligatoirement tenir en compte l'effet du phénomène retrait-gonflement sur les structures et leurs fondations, et pour cela, les concepteurs doivent trouver des solutions pour construire sur ces types de sols de manière à éviter les sinistres ou au moins les réduire.

Le problème se passe à l'interaction entre le sol et les fondations, donc la solution doit toucher soit le sol ou bien le système de fondation, ce qu'on va développer dans les sections suivantes.

II.3.1. Traitement des sols :

Il existe plusieurs techniques de stabilisation des sols gonflants, qu'on peut choisir en fonction de l'importance des structures et de la disponibilité des matériaux et des matériels de traitement, afin d'améliorer ses caractéristiques et de minimiser sa sensibilité aux variations de la teneur en eau. Et pour cela on doit augmenter la compacité, colmater les vides que l'on peut supprimer, créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules.

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- La stabilisation mécanique,
- La stabilisation thermique,
- La stabilisation chimique (par additifs). (BABOURI ,2008) cité par (Belabbaci, 2014).

II.3.1.1. La stabilisation mécanique

Le but de cette technique est de réduire le comportement expansif du sol par la modification des caractéristiques physiques.

Parmi les techniques de traitements mécaniques existe la technique de drainage, préhumidification, la substitution et le pré-chargement (BENMESSAOUD, 2017).

La substitution

Cette technique est très coûteuse mais elle est la plus évidente, car elle consiste à décaper la couche du sol gonflant et la remplacer par un sol non expansif, c'est-à-dire excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sables ou un autre sol non gonflant.

Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. La technique de réalisation, les moyens mis en œuvre, la réduction du potentiel de gonflement, la profondeur de substitution sont des facteurs à discuter selon le cas.

Cependant, si la structure est fondée sur un remblai granulaire d'au moins 1.5 m, celle-ci ne sera pas affectée par le gonflement du sol sous-jacent, puisque l'arrivée d'eau de la surface n'atteint guère le sol gonflant (Chen, 1988) cité par (BENMESSAOUD, 2017).

Dans le cas où le gonflement est occasionné, l'eau descendante à partir de la surface est consommée dans les pores du sol remblai qui devrait être suffisamment fin pour éviter les infiltrations descendantes et d'encaisser les éventuels gonflants. La solution dans cette situation est de réaliser le remblai en couches de plus en plus granulaires dans le sens descendant.

Selon Chen (1988), la profondeur recommandée est estimée de 1m à 1.3m (Zenkri, 2009) cité par (BENMESSAOUD, 2017)

Préhumidification

(Mouroux et al, 1988) cité par (BENMESSAOUD, 2017) ont décrit le principe de cette technique en disant que l'augmentation de la teneur en eau provoque un gonflement qui, par la suite, reste constant en gardant la teneur en eau élevée par arrosage artificiel, cela peut diminuer le soulèvement de la structure. La mise en œuvre de cette technique est plutôt recommandée en fin de la saison pluviale. On construit une fois le gonflement du sol est stabilisé. Cette technique est possible dans les régions à grande pluviométrie et dans les régions dont l'arrosage artificiel peut être garanti, et destiné généralement pour les structures légères posées sur un radier général. Elle est utilisée pour la stabilisation du sol sur une profondeur d'environ 1.2m.

(Zenkri 2009) cité par (BENMESSAOUD, 2017).

Selon Chen (1988), la couche de sol sous-jacente à celle pré-humidifiée absorbe continuellement de l'eau. Donc, on ne peut pas considérer le sol totalement stabilisé qu'après 10 ans de préhumidification.

(Zenkri 2009) cité par (BENMESSAOUD, 2017).

Application de fortes pressions

C'est une méthode qui consiste à appliquer au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Cette pression correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, donc on parle de la pression de gonflement réelle.

Cette pression peut être appliquée, in-situ, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais de sols non gonflants, soit par l'édifice lui-même.

(Mouroux.1969) cité par (Belabbaci, 2014).

Le drainage

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainant, drains de carton, drains de sables verticaux.

(Belabbaci, 2014).

Le compactage

Le compactage est une opération qui a pour but de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné, on obtient donc un sol dense, peu perméable par rapport à son état initial, donc c'est une étape très importante de la stabilisation. Ses caractéristiques optimales sont déterminées par l'essai de Proctor normal, et sont utilisées lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier.

Lors du compactage, la morphologie des particules du sol, la granulométrie, l'abrasivité et la teneur en argile influent sur le comportement du sol. La porosité du sol est comblée par les particules d'argiles, cela augmente sa densité sèche, le comportement du sol dépend donc de la teneur en argile. (Nicolas Cabane - 2004) cité par (BENMESSAOUD, 2017).

Dawson propose que le compactage des argiles soit effectué à des densités minimales, et Seed (1961) cité par (BENMESSAOUD, 2017) note que les argiles compactées de la côte sèche de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées de la côte humide. Malheureusement, de la côte humide, Les argiles sont moins résistantes. Il faudrait donc retrouver un compromis.

II.3.1.2. La stabilisation thermique

On peut améliorer la résistance d'une argile par la réduction de la répulsion électrique entre les particules avec l'augmentation de la température. Sous l'effet de la chaleur, on provoque un écoulement d'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué (Belabbaci, 2014).

II.3.1.3. La stabilisation chimique

Cette technique rend le sol irréversiblement insensible à l'eau, et lui offre des caractéristiques mécaniques acceptables, mais elle renchérit le coût de l'utilisation du sol.

Les techniques courantes de stabilisation d'un sol gonflant basent sur un des deux matériaux les plus utilisés mondialement : la chaux et le ciment. À l'échelle expérimentale, ces techniques sont reconnues par l'adéquation et l'efficacité.

Afin de pouvoir choisir les produits convenables aux objectifs du traitement, il est nécessaire de connaître la minéralogie et la texture du sol qui est concerné par cette technique de stabilisation (BENMESSAOUD, 2017).

Stabilisation par les liants :

La stabilité du liant est une technique basée sur le principe de l'agglomération de particules solides dans le sol. Il existe probablement une corrélation entre les particules du sol.

Les liants reposant sur ce principe sont répertoriés en deux groupes :

Liants	Hydrauliques	Ciment
		Chaux
		Cendres volantes
		Laiteries
		Pouzzolane
	Organiques	Goudrons
		Résines naturelles
		Polymères
		Bitumes

Tableau II-2 : Classification des liants existants dans l'industrie (Belabbaci, 2014).

a) Liants hydrauliques :

Les liants hydrauliques sont définis comme étant des minéraux qui donnent, en présence d'eau, des réseaux cristallins enchevêtrés ayant une bonne cohésion. (Belabbaci, 2014).

Les matériaux les plus utilisés sont le ciment et la chaux, voyant leur disponibilité et leur facilité de la mise en place.

i. Stabilisation par la chaux

La stabilisation par ajout de chaux est la technique de traitement des sols la plus répandue. L'utilisation de cette technique permet :

- D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.
- De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé.
- De modifier les propriétés du sol. (BENMESSAOUD, 2017).
- Il existe deux types de chaux, vive et éteinte, le choix dépend des essais de laboratoire, des essais de chantier et sur le prix de revient. La chaux vive est considérée préférable parce qu'elle fournit plus d'ions de Ca^{2+} , ça donne un produit plus dense et une diminution importante de la teneur en eau (Bekkouche, et al., 2001) cité par (Belabbaci, 2014).

L'indice de plasticité I_p , la densité sèche γ_d sont des paramètres qui ont une influence importante sur le potentiel et la pression de gonflement, et pour cela, quand ils diminuent, le sol sera moins gonflant et c'est ce qu'on cherche, le traitement par l'ajout de la chaux peut nous aider pour atteindre cet objectif. La figure II-9 montre la diminution de l'indice de plasticité ($I_p = W_L - W_p$) sous l'effet de l'ajout de chaux.

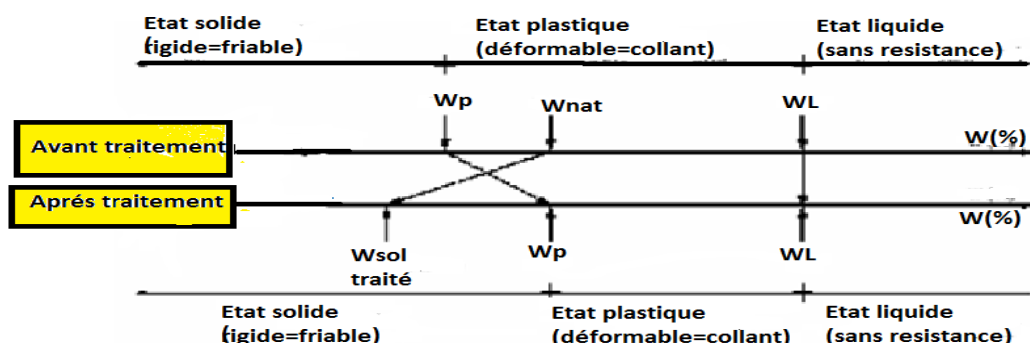


Figure II-9 : Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux Bulletin CRR cité par (Belabbaci, 2014).

Ainsi que la figure II-10 montre que l'ajout de (1%, 2%, 3%) de la chaux diminue la valeur de la densité sèche.

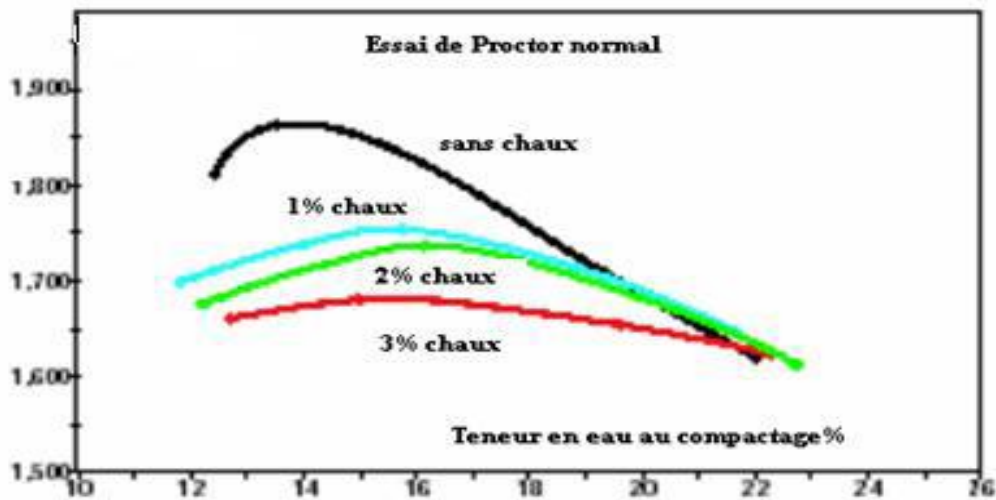


Figure II-10 : Influence de la chaux sur les caractéristiques de compactage. Bulletin CRR cité par (Belabbaci, 2014).

Il existe plusieurs techniques de l'ajoute de chaux, on peut citer :

- Technique classique.
- Malaxage sur place.
- Colonnes de chaux.
- Pieux de chaux.

La stabilisation des sols par l'ajout de chaux transforme ces derniers en sols fermes et améliore leur résistance, leur perméabilité et stabilise leurs volumes après gonflement et retrait (BENMESSAOUD, 2017).

ii. Stabilisation par le ciment

Le ciment est un matériau minéral finement moulu qui gâché avec de l'eau, formant une pâte qui fait prise et durcit à la suite de processus d'hydratation pour but de conserver sa résistance et sa stabilité même en présence d'eau.

Le ciment absorbe fortement les substances inertes inclus dans le mélange. Il solidifie mieux et plus rapidement le sol et d'une manière irréversible que la chaux (qui se développe toujours après un an), mais elle est arrêtée par le gel.

La stabilisation des sols gonflants par du ciment nécessite une analyse minéralogique du sol afin de choisir le type de ciment à utiliser et augmenter leur capacité portante.

Les techniques de mise en place du ciment sont quasiment les mêmes que celles relatives à la chaux. Cependant, compte tenu de la différence de prix unitaires, le coût total de traitement par ciment reste supérieur au coût de la chaux (BENMESSAOUD, 2017).

iii. Traitement mixte (chaux et ciment)

Le choix de matériau utilisé pour la stabilisation dépend essentiellement de l'état de sol, par exemple, on préconise la chaux pour le sol est humide et on utilise un dosage de 0,5 à 2 % de la chaux poursuite de ciment pour le sol peu argileux.

La mise en œuvre de cette technique se divise en deux parties, un traitement à la chaux de 1% permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau, précède la préparation de l'ajout de ciment. Ce processus réduit considérablement l'indice de plasticité, ce qui rend le sol moins gonflant.

b) Liants organiques :

Ce sont des produits semblables à de la colle, des composés organiques qui permettent une bonne adhésion au squelette métallique. On distingue deux types de liants organiques :

- Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille.
- Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en œuvre.

L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux.

Stabilisation au Sable :

(SATYANARAYANA, 1969) cité par (Belabbaci, 2014) a constaté que la pression du gonflement est réduite par le simple ajout de faibles pourcentages de sable. Ainsi, que l'insertion de couches de sables (différentes positions avec l'argile), réduit la pression du gonflement, principalement en raison de la capacité du sable à absorber le gonflement de l'argile.

(KOMORNIK et IIVNEH, 1969) cité par (Belabbaci, 2014) ont utilisé des mélanges argile - sable et argile- marbre à différents pourcentages, ils ont trouvé que la faible densité de l'argile et à l'augmentation du matériau inerte dans les mélanges cause la diminution du

taux du gonflement, ainsi que le taux de l'humidité de l'argile a une influence sur la valeur de la pression du gonflement.

D'autres auteurs (Mouroux, 1969 ; Seed et al, 1969 ; El Sayed et d'EL Sohby, 1981 ; Bengeraa, 2004) cité par (Belabbaci, 2014) ont traité des cas de sols gonflants avec du sable, ils ont illustré l'influence de ce matériau sur la diminution des paramètres du gonflement.

Autres techniques de stabilisation :

En plus de ce qu'on a mentionné, il existe plusieurs autres matériaux de stabilisation, on cite comme titres d'exemple :

- (Bekkouche, et al., 2011) ont traité un cas de sols expansif dans la région de Tlemcen par l'ajout de lait de chaux, et les résultats d'essais sur les échantillons traités au lait de chaux montrent que l'indice de plasticité, limite de plasticité et la teneur en eau diminuent d'une manière importante ainsi que l'amplitude et la pression.
- (LAMARA, et al., 2006) ont fait une étude dans le cadre de la stabilisation des sols gonflants par ajout de sable de dunes+ sel, ils ont déduit donc que cette technique de stabilisation combinée (sable + sel) s'impose donc comme une alternative efficace et économique pour le traitement des argiles gonflantes.

II.3.2. Adaptation des fondations :

Avant la construction sur les sols gonflant, il est obligatoire de prendre des dispositions, au niveau de la conception de dimensionnement des fondations, pour les adapter à ce genre de phénomène. Le principe consiste à permettre la structure de mieux résister aux tassements différentiels qu'elle subit lors des cycles de gonflement-retrait du sol.

II.3.2.1. Mesures préventives :

- Coulage immédiat des fondations après ouverture des fouilles, qui devront être remblayées par un sol étanche et inerte au gonflement, et en une seule fois. L'ancrage minimum est de 1m.
- Protection des fondations contre les eaux descendantes par la mise en place de feuilles de polyane, en position inclinée, autour des fondations périphériques.
- Évitement des infiltrations des eaux vers le sous-sol et protection des réseaux à eaux contre les ruptures par le logement des canalisations d'eau (eau potable et assainissement) dans des caniveaux en béton armé au-dessus d'un lit de matériaux grossiers tels que le sable ou le gravier.
- Choix de canalisations flexibles avec des raccordements souples et des joints étanches.

- Étanchement du sous-sol en utilisant des moyens appropriés. (Zenkri-2009) cité par (BENMESSAOUD, 2017).
- Éviter l'arrivée d'eaux pluviales au ras des murs par la réalisation d'une sorte d'acrotère sur les murs extérieurs vers 1m du sol.
- Choix du type de fondation pour que le taux de soulèvement/tassement prédit de sols gonflants soit admissible à la structure.
- L'utilisation des fondations profondes ou semi-profondes suffisamment ancrées dans une couche stable.
- La zone superficielle du sol est sensible à l'évaporation, donc il est préférable d'utiliser les fondations sur semelle profondes afin de s'affranchir cette zone. Cette profondeur d'ancrage doit atteindre au minimum 0,80 m en zone d'aléa faible à moyen et 1,20 m en zone d'aléa fort. Une construction sur vide sanitaire ou avec sous-sol est préférable à un simple dallage sur terre-plein.
- Pour les terrains hétérogènes, les fondations doivent être ancrées de manière homogène sur tout le pourtour du bâtiment. Par exemple pour les terrains en pente, l'ancrage aval doit être au moins important que l'ancrage amont.
- Rigidifier la structure, massives et/ou à grande inertie, pour la rendre résistante aux mouvements différentiels du sol.
- Deux éléments de construction adjacents ayant des fondations différentes doivent être séparés et munis de joints de rupture tous les 10 à 15 m pour permettre des mouvements différentiels et d'annuler la transmission des moments d'un élément à l'autre.
- Les arbres, les drains, pompage ou au contraire infiltration localisée d'eaux pluviales ou d'eaux usées doivent être les plus éloignés possibles de la construction, parce qu'ils provoquent des variations saisonnières d'humidité du terrain. Particulièrement, il faut éloigner tout arbre des bâtisses d'au moins 1,5 fois sa hauteur à maturité.
- Pour éviter les différences de la teneur en eau induites sous la construction au droit des fondations, il faut entourer la construction d'un dispositif sous forme de trottoir périphérique sur 2 m de largeur au minimum, qui devra être relié de manière souple à la construction et équipé de rigoles de collecte d'eaux, ou de géomembrane enterrée, qui protège sa périphérie immédiate de l'évaporation.
- Pour éviter d'aggraver la dessiccation du terrain en périphérie, il faut limiter les échanges thermiques à travers les parois par une isolation adaptée. (BRGM/RP-54862-FR- Octobre 2006) cité par (BENMESSAOUD, 2017).

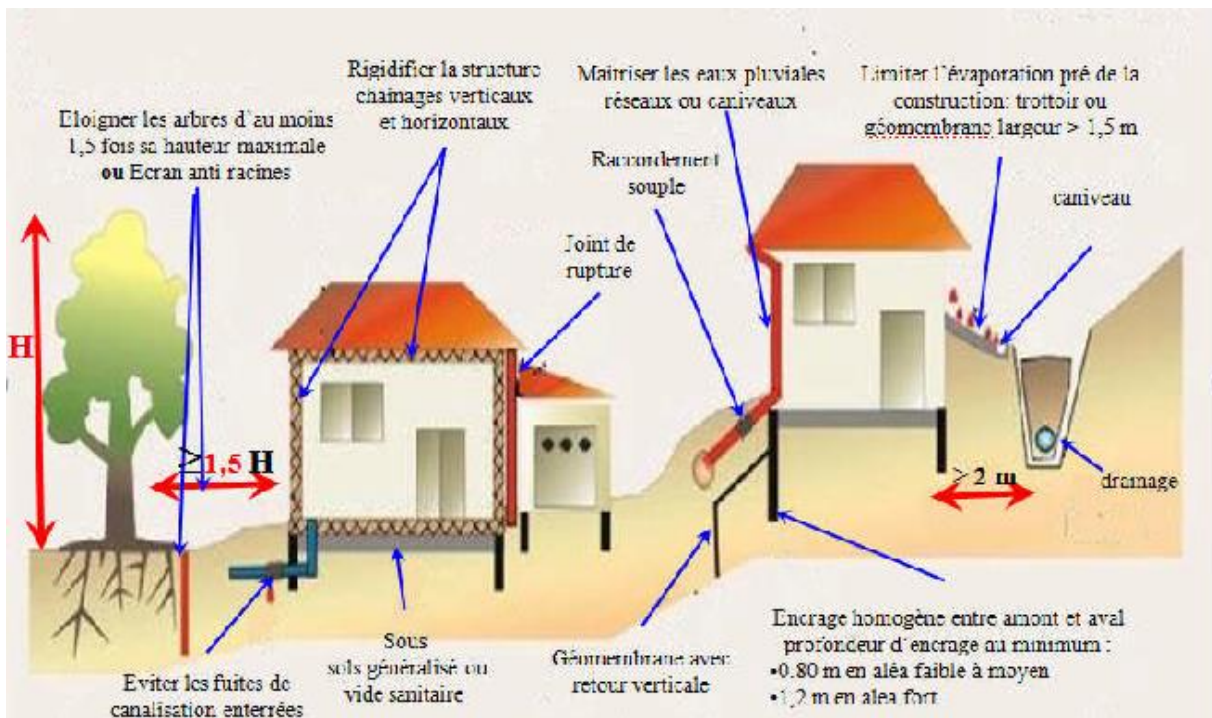


Figure II-11 : schéma des dispositions constructives (BRGM/RP-54862-FR- Octobre 2006) cité par (BENMESSAOU, 2017).

II.3.2.2. Mesures constructives :

Planification :

Le gonflement des sols expansifs devrait être pris en compte lors de la phase de conception préliminaire de dimensionnement des fondations, pour que les fissurations structurales soient acceptables pour l'utilisateur.

La base de la structure devrait être conçue afin d'éliminer le danger structurel et les fondements inacceptables. Les fondations sélectionnées devraient également être compatibles avec les équipements, les compétences et les matériaux de construction disponibles.

La fondation devrait être conçue et construite pour maintenir ou promouvoir l'humidité constante dans les sols de la fondation, et pour le faire, on doit :

- Construire les fondations après la saison des pluies si possible.
- Prévoir un drainage pour éliminer les eaux étanches.
- Protéger les fouilles du séchage.

Capacité de support :

Les pressions de chargement de la fondation devraient être supérieures à celles de gonflement du sol et inférieures à la capacité de support pour maintenir les déplacements de fondation dans des quantités tolérables. Les corrélations empiriques et les concepts théoriques actuels ne permettent pas de mouvement différentiel de la fondation, cependant ils permettent des prédictions raisonnablement fiables de capacité ultime.

Systèmes de fondation :

Le choix de système de fondation doit être choisi, économiquement, pour respecter les exigences fonctionnelles de la structure, et minimiser les mouvements différentiels des différentes parties de la structure qui pourraient causer des dommages.

Il existe plusieurs techniques de construction, sur les sols gonflants, qui peuvent répondre aux besoins des utilisateurs, c'est-à-dire que les dommages causés par ce phénomène peuvent se réduire en suivant ces techniques. Parmi ces techniques on peut citer :

a. Semelle superficielle sur remblai :

Pour réaliser ce type de fondation on doit suivre les étapes suivantes (figure II-12) :

- Décaper partiellement les sols gonflants, avec débords de 2 m par rapport aux murs extérieurs.
- Poser une membrane imperméable sur la plate-forme.
- Réaliser un remblai compacté de 1,3 à 1,5 m d'épaisseur (peu perméable et inerte à l'eau, donc peu argileux).
- Les constructions seront fondées très superficiellement avec une semelle de fondation armée et chaînage linteau continu courant au sommet des baies.
- Réaliser un trottoir et une couverture anti-érosion.

(Ferrah, 2006)

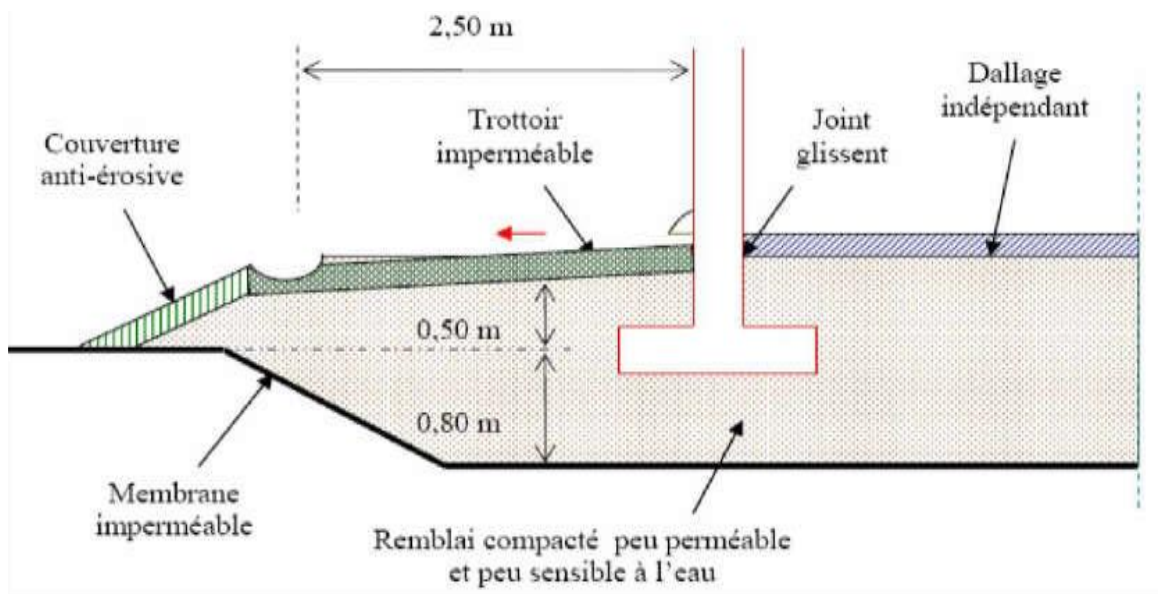


Figure II-12 : Semelles superficielles sur remblai (Ferrah, 2006).

b. Semelle superficielle sur remblai partiel + vide sanitaire :

Cette technique consiste à :

- Poser la semelle sur un remblai partiel composé d'un sol qui peut amortir le plus possible le gonflement du sol expansif.
- Le trottoir doit être imperméable.
- Une disposition des armatures dans les semelles et la dalle portée sur vide sanitaire.
- La structure devra être flexible avec renforcement des angles (Ferrah, 2006).

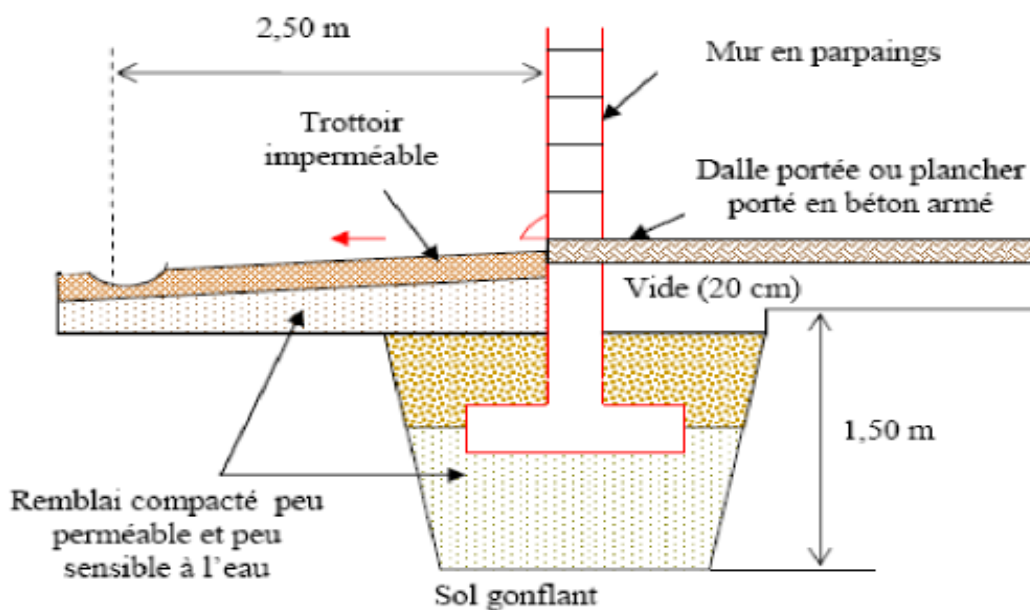


Figure II-13 : Semelles superficielles sur remblai partiel + vide sanitaire (Ferrah, 2006).

c. Semelles plus profondes :

En travaillant avec des sols légèrement expansifs, il est souvent possible de conserver un système de fondation à semelle étalée en approfondissant simplement les semelles, peut-être à 0,5 m sous le niveau du sol. Elle sera généralement inférieure à la profondeur de la zone active, de sorte qu'un certain soulèvement serait encore possible, mais son amplitude sera beaucoup plus faible.

Cette méthode présente également l'avantage d'augmenter la rigidité de la semelle (qui est généralement complétée par des renforts supplémentaires, ce qui permet de répartir le soulèvement sur une plus grande distance et améliorer la tolérance de la structure au soulèvement.

Quand le cas d'utilisation des semelles longrines, elles doivent être réalisées sans utiliser une pression d'appui élevée pour retenir le soulèvement. Une pression d'appui égale à la pression de gonflement serait idéale, mais n'est généralement possible que dans des sols peu gonflants. (Coduto, 1994).

d. Fondations profondes :

Dans un sol très expansif, les semelles plus profondes ne sont plus pratiques et une fondation de puits forés devient souvent le système préféré. Les puits des structures légères ont généralement un diamètre de 0,25 à 0,30 m et une profondeur de 4,50 à 6 m (Greenfield et Shen, 1992) cité par (Coduto, 1994), ils doivent dépasser largement la zone active. Les puits individuels sont reliés en tête par des poutres longrines qui sont coulées sur un vide inférieur d'une vingtaine de centimètres comme le montre la figure II-14, ou sur des formes pliantes en carton ou en mousse (figure II-15). Le but de ces formes est de permettre au sol de se gonfler librement sans exercer de pression sur la poutre nivelée. Une autre alternative est d'utiliser des poutres longrines préfabriquées (Coduto, 1994).

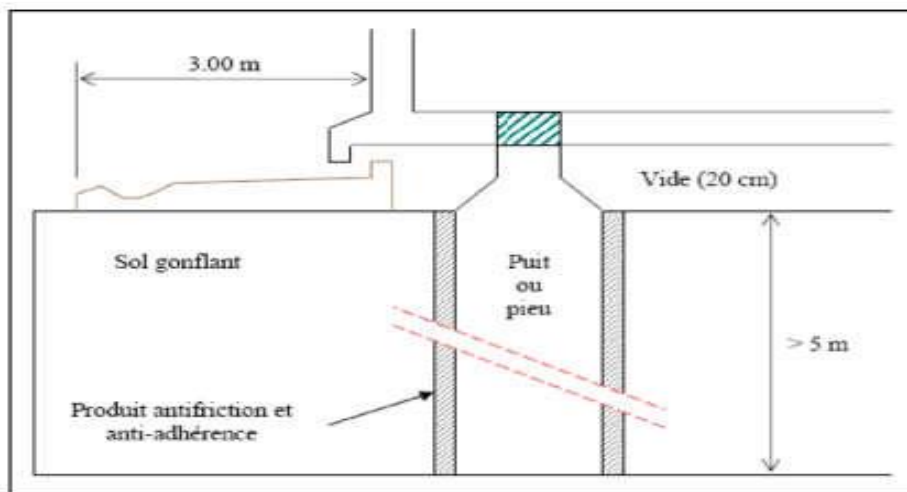


Figure II-14 : Fondation profonde (puits ou pieux)(Ferrah, 2006).

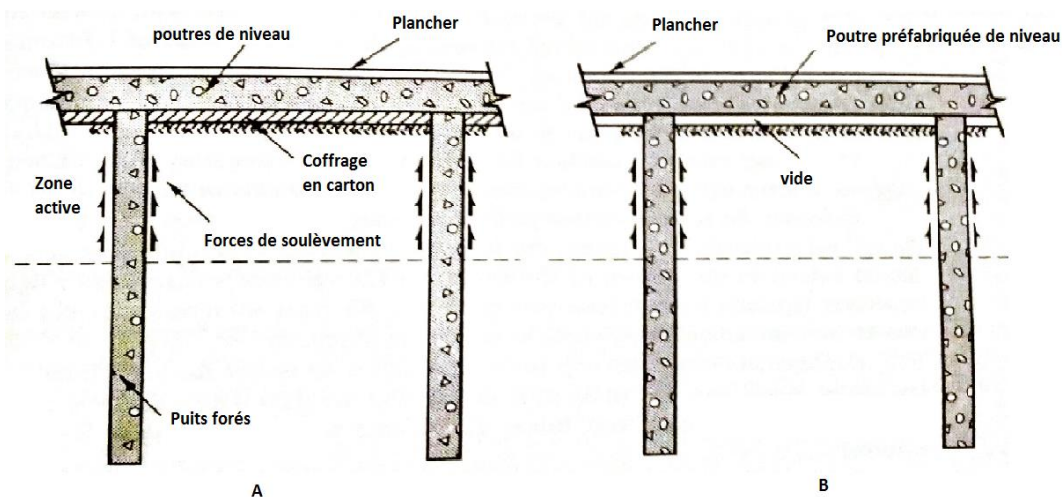


Figure II-15 : Fondation de bâtiment légère typique composée de puits forés et de poutres longrines (Coduto, 1994).

A : poutres coulées sur place avec des coffrages en carton, construites pour résister à des pressions légèrement supérieures à celles du béton mouillé.

B : Poutre préfabriquée en béton avec vide sanitaire.

Les forces de soulèvement agissent sur le puits en raison du soulèvement du sol dans la zone active (Coduto, 1994).

Autrement, (Gromko, 1974) cité par (Coduto, 1994) a suggéré les critères du tableau II-3 pour guider le choix des méthodes de conception en fonction du soulèvement estimé et du rapport longueur/hauteur (L/H) des murs.

Soulèvement total estimé (mm)		Construction recommandée	Méthode	Remarques
L/H = 1,25	L/H = 2,50			
<6,35	< 12,7	Aucune disposition	/	/
6,35- 12,7	12,7-50,8	Bâtiment rigide supportant les mouvements (renforcement en acier si nécessaire)	Fondations : Semelles écartées	Les semelles doivent être minces et profondes, en accord avec la capacité portante du sol.
			Dalles de plancher	Les dalles doivent être construites de manière à résister à la flexion et doivent être indépendantes des poutres longrines.
			Murs	Les murs d'un paillason doivent être aussi flexibles que le paillason. Pas de connexions rigides verticalement. Renforcer la maçonnerie avec des tirants ou des bandes.
12,7-50,8	50,8-101,6	Mouvement d'amortissement de bâtiment	Joints : Clair, flexible	Il faut éviter les contacts entre les éléments structuraux ou insérer un matériau flexible et imperméable dans le joint.
			Murs : Flexible, construction unitaire, cadre en acier	Les murs ou les unités de construction rectangulaires doivent se soulever ensemble.

			Fondations : Trois points cellulaires	Les fondations cellulaires permettent une légère expansion du sol pour réduire la pression de gonflement. La charge en trois points permet un mouvement sans contrainte
>50,8	>101,6	Bâtiment indépendant du mouvement	Puits forés	Utiliser des puits espacés et de petits diamètres, compatibles avec la charge. Prévoir un espace sous les poutres longrines.
			Plancher moulé	Fixer les planchers aux poutres du sol à une hauteur de 300 à 450 mm au-dessus du sol.

Tableau II-3 : Mesures de conception préventive basées sur le soulèvement calculé selon (Gromko, 1974) cité par (Coduto, 1994).

Systèmes de superstructure :

La superstructure doit être flexible ou déformée conformément aux fondations pour que la structure continue à fonctionner et contribue esthétiquement à l'environnement et ne nécessite qu'un entretien minime. Les dommages causés par les mouvements différentiels sont minimisés en construisant les planchers ouverts, l'ossature et les toits de treillis.

Les murs de support de charge ont tendance à être plus sensibles aux dommages causés par le cisaillement que la construction d'ossature relativement flexible. Les poutres en bois des systèmes de toit en treillis minimisent la poussée latérale sur les murs et fournissent des éléments de tension structurels.

La capacité d'une structure à supporter la déformation dépend de la fragilité des matériaux de construction, la flexibilité assurée par des joints et des connexions flexibles est nécessaire pour éviter une détresse indésirable. Les joints devraient être prévus dans les murs qui ne doivent pas être attachés au plafond. Les dalles à la qualité doivent être isolées à l'aide de joints de dilatation ou de trous remplis d'un composé souple et imperméable. Au contraire,

elles ne doivent pas être liées dans les murs et les colonnes des fondations. Les murs en béton armé, les cadres, les panneaux et la planche de gypse doivent être utilisés à la place des briques, des blocs de maçonnerie ou des murs de plâtre parce qu'ils sont plus aptes à résister aux distorsions. On peut renforcer la fondation Les fondations peuvent être renforcées pour que les éléments structuraux des murs puissent résister à la flexion, tels que les parois de cisaillement en béton armé.

(BENMESSAOUD, 2017)

II.4. Conclusion

Les techniques de constructions sur les sols gonflants sont multiples, certains se basent sur la suppression ou la minimisation des mouvements des terres, soit en limitant la variation de la teneur en eau, soit par modification des paramètres du sol pour le rendre moins sensible au gonflement, et d'autres consistent à prendre ce phénomène en considération dans la conception du choix et de dimensionnement des fondations.

Les structures construites sur ce genre de sols doivent avoir une meilleure maîtrise de la mis en œuvre que celles installés dans les autres types de sols, vue la complexité de ce phénomène et les désordres provoqués par ce genre d'instabilité.

Le choix de type de solution dépend de la disponibilité des matériaux, des matériels, et des compétences. Dans une situation donnée, on doit choisir la technique optimale en termes de coût et d'efficacité qui répond aux besoins des utilisateurs.

Chapitre III : **ETUDE DE CAS**

III.1. Introduction

Après la phase théorique qui a été préparé pour définir et identifier et mesurer les paramètres des sols expansifs, ainsi que leurs impacts sur les structures, et les solutions possibles pour les éviter, on passe vers une étude de cas dans laquelle on va dimensionner un système de fondation sur un terrain gonflant donné.

Dans ce chapitre, on va identifier le sol étudié selon plusieurs auteurs. Après, on estime les paramètres de gonflement (amplitude et pression) par les relations empiriques ajustées aux sols de la région de Tlemcen par (Bekkouche, et al., 2001) , mais on ne va pas les mesurer directement.

Finalement on propose une technique pour construire sur ce sol, de sorte que la structure doit résister face à ce phénomène.

III.2. Définition du projet

Le présent projet consiste à dimensionner un système de fondation d'un bloc logement en R+1 sur un sol considéré comme expansive. L'étude de la superstructure est réalisée par (Bureau d'Etude Technique ARCHPARC, 2016).Le bloc logement contient 15 poteaux de (0,4 * 0,4) de section, dont 03 centraux et 12 de rive (annexe 1).

III.2.1. Situation géographique du terrain étudié

Le sol étudié est ramené du terrain légèrement en pente qui se trouve à l'entrée de la ville de Chetouane sur le côté gauche de la rocade RN22C en allant vers le centre-ville (annexe 2). Elle est limitée dans son ensemble comme suit :

- Au Nord-est : un équipement éducatif au cours de réalisation.
- Au Sud : la route nationale RN22C.
- A l'Est : des logements.
- A l'Ouest : terrain réservé pour les 2000 places pédagogiques de la faculté de médecine. (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014).

III.2.2. Programme des essais

En vue de procéder à l'analyse géologique et géotechnique des sols en place, l'unité LTPO de Tlemcen est intervenue sur le site en effectuant des essais classiques d'identification, des essais physico-chimiques et des essais mécaniques (cisaillement à la boîte de Casagrande et l'œdomètre), par la réalisation de 05 sondages carottés, descendus verticalement à une

profondeur allant jusqu' à 12.00m, avec extraction d'échantillons pour l'analyse. Ainsi qu'une série de 07 pénétrations dynamiques, poussées jusqu'au refus, au moyen du pénétromètre dynamique lourd.

III.3. Résultats des reconnaissances

III.3.1. Contexte géologique :

Le sol en place est constitué, en profondeur, généralement par une marne verdâtre à jaunâtre, sableuse et concrétionnaire par endroit, d'aspect pâteux, parfois raide. Cette formation marneuse est étendue sur tout le terrain considéré ; l'ensemble est masqué par une couche de la terre végétale, d'une épaisseur centimétrique à métrique (annexe 3).

III.3.2. Caractéristiques du sol étudié

- Caractéristiques géotechniques et chimiques :

Les essais effectués par (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014) sur le sol étudié ont donné les résultats montrés dans le tableau III-1.

Sondage/puits	1	1	2	3	4	5	La moyenne
Profondeur (m)	3,60-3,80	4,25-4,65	4,10-4,50	6,00-6,35	5,00-5,40	4,00-4,45	4,675
Nature apparente des échantillons	Marne	Marne	Argile	Argile	Marne	Marne	Marne
Poids volumique sec (γ_d) t/m ³	1,62	1,73	1,66	1,68	1,69	1,54	1,653
Teneur en eau naturelle (W _n) %	21	17	21	21	21	22	20,5
Degré de saturation (S _r)%	83	82	89	95	94	80	87,16
Poids volumique humide (γ_h) t/m ³	1,95	2,02	2,01	2,04	2,04	1,88	1,99

Granulo& sédiment	Argile %	20	21	42	41	25	42	31,83
	Limon %	47	20	27	27	32	28	30,16
	Sable %	31	55	30	32	40	29	36,16
	Gravier %	2	3	0	0	2	1	1,33
Tamisât à 0,08 mm %		95	95	99	98	94	98	96,5
Tamisât à 2 mm %		98	97	100	100	98	99	98,66
Limite de liquidité W_L %		39	39	63	60	33	38	45,33
Indice de plasticité I_p %		14	19	32	27	5	16	18,83
Teneur en carbonate de calcium ($CaCO_3$) %		43	44	15	11	30	51	32,33

Tableau III-1 : Tableau des caractéristiques géotechniques et chimiques (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014).

- **Caractéristiques mécaniques :**

La cohésion : $C = 33$ kPa,

L'angle de frottement : $\phi = 4^\circ$,

Hypothèse :

Pour identifier le terrain dans sa globalité, on considère que le terrain est homogène, donc on calcule une moyenne des paramètres donnés, pour qu'on puisse avoir une seule valeur approchée pour tout le terrain.

III.4. Identification du gonflement de ce terrain :

Dans cette phase on identifie le potentiel de gonflement du sol, en s'appuyant sur les modèles basés sur les paramètres disponibles.

D'après (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973) et (Komornik et David, 1969) (figure III-1), le sol étudié est considéré comme gonflant, puisque le point d'intersection se situe au-dessus de la ligne A.

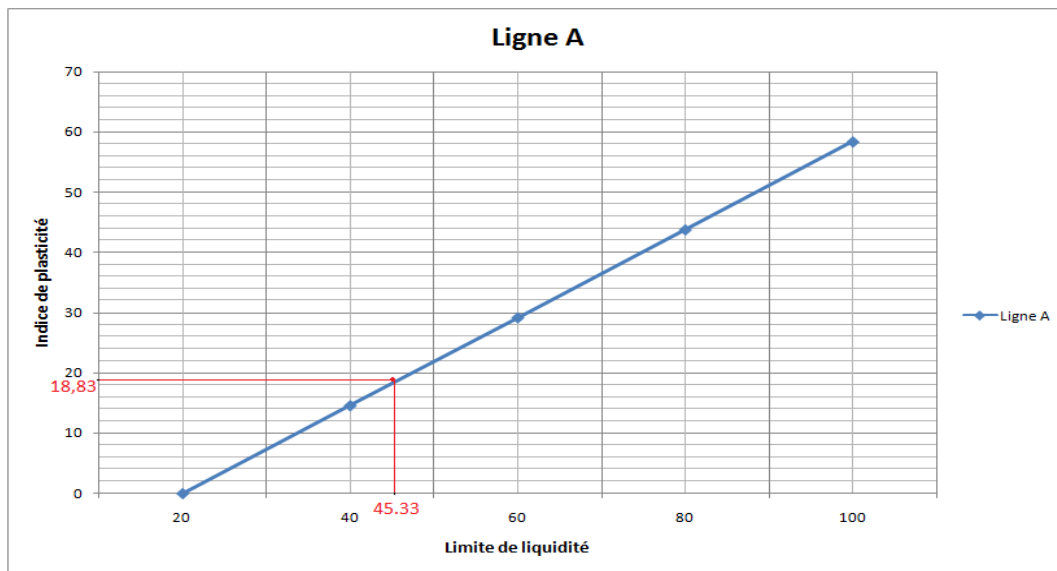


Figure III-1 : Identification selon (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973) et (Komornik et David, 1969).

Le tableau III-2 rassemble les modèles qui nous intéressent, dont on peut classifier notre sol par rapport a son potentiel du gonflement.

Modèle	Paramètres d'entrée	Classification	Potentiel de gonflement
Seed et al 1962 (Tableau I-4)	IP = 18,83 %	$10 < 18,83 < 20$	Moyen
Holtz et al 1973 (Tableau I-6)	IP = 18,83 % WL = 45,33 %	$15 < 18,83 < 25$ $35 < 45,33 < 50$	Moyen
Dakshanamurthy et Raman (1973) (Tableau I-7)	WL = 45,33 %	$35 < 45,33 < 50$	Moyen
Chen 1975 (Tableau I-8)	WL = 45,33 %	$40 < 45,33 < 60$	Élevé
BRE 1980 (Tableau I-9)	IP = 18,83 %	$18 < 18,83 < 22$	Moyen
Ghen 1988 (Tableau I-10)	WL = 45,33 %	$40 < 45,33 < 60$	Élevé

Tableau III-2: Identification du sol étudié.

III.5. Estimation des paramètres du gonflement :

On estime le potentiel et la pression de gonflement par des modèles ajustés à la wilaya de Tlemcen par (Bekkouche, et al., 2001) :

Pour les formules qui introduisent le facteur Z, on prend la profondeur moyenne.

III.5.1. Potentiel de gonflement :

Seed et al. 2 ajusté par (Bekkouche, et al., 2001) :

$$\varepsilon_g = 0,1823723 \cdot I_p + 0,4559623$$

$$\varepsilon_g = (0,1823723 * 18,83) + 0,4559623$$

$\varepsilon_g = 3,89 \%$

Vijayvergiya et Ghazzaly 1 ajusté par (Bekkouche, et al., 2001) :

$$\lg \varepsilon_g = 1/19,5 (2,8742805 \cdot \gamma_d + 0,22238775 \cdot W_L - 48,4704675)$$

$$\lg \varepsilon_g = 1/19,5 ((2,8742805 * 16,53) + (0,22238775 * 45,33) - 48,4704675)$$

$$\lg \varepsilon_g = 0,467806455$$

$\varepsilon_g = 2,94 \%$

Vijayvergiya et Ghazzaly 2 ajusté par (Bekkouche, et al., 2001) :

$$\lg \varepsilon_g = 1/12 (0,0964896 \cdot W_L - 0,08028 \cdot W_n + 3,0697752)$$

$$\lg \varepsilon_g = 1/12 ((0,0964896 * 45,33) - (0,08028 * 20,5) + 3,0697752)$$

$$\lg \varepsilon_g = 0,483159064$$

$\varepsilon_g = 3,04 \%$

Johnson ajusté par (Bekkouche, et al., 2001) :

$$\varepsilon_g = - 0,0215153 I_p - 2,671464 \cdot Z - 0,8565674 \cdot W_n + 0,0023009 \cdot W_n \cdot I_p + 0,056402 \cdot Z \cdot I_p + 28,49721$$

$$\varepsilon_g = - (0,0215153 * 18,83) - (2,671464 * 4,675) - (0,8565674 * 20,5) + (0,0023009 * 20,5 * 18,83) + (0,056402 * 4,675 * 18,83) + 28,49721$$

$\varepsilon_g = 3,90 \%$

Nayak et Christensen ajusté par (Bekkouche, et al., 2001)

$$\varepsilon_g = 0,0761548 \cdot I_p \cdot \frac{C}{W_n} - 0,222854$$

$$\varepsilon_g = 0,0761548 \cdot 18,83 \cdot \frac{31,83}{20,5} - 0,222854$$

$$\varepsilon_g = 2,00 \%$$

III.5.2. Pression de gonflement :

David et Komornik ajusté par (Bekkouche, et al., 2001) :

$$\lg \sigma_g = 0,0079182 \cdot W_L + 0,00634245 \cdot \gamma_d - 0,00161536 \cdot W_n + 1,1328183$$

$$\lg \sigma_g = (0,0079182 \cdot 45,33) + (0,06342451 \cdot 16,53) - (0,00161536 \cdot 20,5) + 1,1328183$$

$$\lg \sigma_g = 2,507042576$$

$$\sigma_g = 321,40 \text{ KPa}$$

Vijayvergiya et Ghazzaly 1 ajusté par (Bekkouche, et al., 2001) :

$$\lg \sigma_g = 1/12 (0,0651096 \cdot W_L - 0,1512264 \cdot W_n + 26,8704696)$$

$$\lg \sigma_g = 1/12 ((0,0651096 \cdot 45,33) - (0,1512264 \cdot 20,5) + 26,8704696)$$

$$\lg \sigma_g = 2,226812214 \rightarrow \sigma_g = 168,58 \text{ KPa}$$

Vijayvergiya et Ghazzaly 2 ajusté par (Bekkouche, et al., 2001) :

$$\lg \sigma_g = 1/19,5 (2,328378 \cdot \gamma_d + 0,15710565 \cdot W_L - 3,5600565)$$

$$\lg \sigma_g = 1/19,5 ((2,328378 \cdot 1,653) + (0,15710565 \cdot 45,33) - 3,5600565)$$

$$\lg \sigma_g = 2,156391331 \rightarrow \sigma_g = 143,35 \text{ KPa}$$

Modèles proposés par (Bekkouche, et al., 2001) :

- **Modèle 1 :**

On prend la valeur du paramètre M égale à 1 tant que la procédure utilisée est celle du gonflement libre :

$$\lg \sigma_g = 0,01 \cdot I_p + 1,26 \cdot \gamma_d - 0,008 \cdot W_n - 0,1 \cdot M - 0,179$$

$$\lg \sigma_g = (0,01 \cdot 18,83) + (0,126 \cdot 16,53) - (0,008 \cdot 20,5) - (0,1 \cdot 1) - 0,179$$

$$\lg \sigma_g = 1,82808 \rightarrow \sigma_g = 67,31 \text{ KPa}$$

- **Modèle 2 :**

$$\lg \sigma_g = -0,001 \cdot W_n \cdot I_p + 0,024 \cdot W_L + 0,1 \cdot M + 1,287$$

$$\lg \sigma_g = -(0,001 * 20,5 * 18,83) + (0,024 * 45,33) + (0,1 * 1) + 1,287$$

$$\lg \sigma_g = 2,088905$$

$\sigma_g = 122,72 \text{ KPa}$

III.5.3. Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus des relations précédentes, la valeur du potentiel de gonflement de ce sol varie de 2% à 3,90 %, tandis que la pression de gonflement varie aussi de 67 kPa à 321 kPa. Ces relations utilisent des paramètres différents l'une par rapport à l'autre, ce qui explique cette variation des résultats.

Selon Seed et al. (1962) cité par (Vincent, et al., 2006), le potentiel de gonflement de ce sol est moyen. Cela confirme les résultats précédents de l'identification.

III.5.4. Mesure directe de la pression de gonflement

Deux essais de mesures directes de la pression de gonflement sont effectués à l'aide de la méthode de gonflement libre par (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014) (annexe 4).

Les résultats obtenus ont montré que la pression de gonflement de ce sol est entre 180 kPa et 291 kPa.

III.6. Étude de l'infrastructure :

III.6.1. Prévention du risque

Dans le cadre de construction sur ce type de sol, on est face à un risque de gonflement d'un potentiel moyen, ce qui oblige de le prendre en compte dans la conception.

Comme il est indiqué précédemment, il existe plusieurs solutions qu'on peut choisir pour protéger la construction, donc on voit, pour un bloc logement en R+1, que la technique de stabilisation par préhumidification est la plus fiable puisque la construction est légère, avec prévention des cycles d'entretien.

On augmente la teneur en eau dans le sol et on le laisse gonfler jusqu'il atteint son amplitude maximale. Après le décapage de la terre végétale, on met une géomembrane

pour empêcher toutes variations de la teneur en eau, et on met des canalisations pour bien maîtriser les eaux pluviales.

On peut aussi prévoir quelques autres mesures préventives et constructives afin d'assurer la sécurité de la structure, on cite :

- Éloigner les arbres, les drains, pompage ou les infiltrations localisées d'eaux pluviales ou d'eaux usées.
- Prévoir des vides sanitaires afin d'éviter le contact sol-structure, en cas de gonflement imprévu.
- Raccorder les semelles par des longrines.

III.6.2. Prédimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, les calculs de la structure ont été effectués par le (Bureau d'Etude Technique ARCHPARC, 2016).

- On dimensionne une semelle centrale et autre de rive, soient les plus chargées.
- Les résultats les plus défavorables sont obtenus à l'ELU, ce sont donc les valeurs qu'on doit prendre pour le dimensionnement des fondations (annexe 5).
- Le type de fondation proposé est une semelle superficielle isolée de forme carrée.
- L'enrobage exigé est de 5 cm au niveau de la semelle.
- En basant sur les résultats obtenus par l'essai de pénétromètre dynamique effectué par le (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014), on estime une profondeur de la fondation dans l'intervalle de 2 à 3m (annexe 6).
- Le rapport géotechnique ne donne pas les valeurs effectives de la cohésion et de l'angle de frottement du sol, donc les calculs de la capacité portante et de la contrainte admissible du sol sont effectués que à court terme (en utilisant C_u et ϕ_u).

Le tableau III-3 rassemble les informations nécessaires pour le dimensionnement d'une semelle centrale et d'autre de rive :

Semelle	Nu (kN)	M (kN.m)	a (m)	b (m)	a/b	$e = \frac{Mu}{Nu}$ (m)
S1 centrale	562,85	7,65	0,40	0,40	1	0,01
S2 de rive	346,19	-20,91	0,40	0,40	1	-0,06

Tableau III-3: Tableau des données de la structure.

III.6.2.1. Semelle centrale :

- Donnés :

On prend comme prédimensionnement : D = 2,1 m, B = 1,9 m,

$\gamma = 19,9 \text{ kN/m}^3$, C = 33 kPa, $\phi = 4^\circ$.

- Calcul de la capacité portante et contrainte admissible :

La formule générale de la capacité portante, selon Brinch Hansen cité par (U.S. Army Corps of Engineers, 1992), est donnée par :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

On ajuste cette formule pour notre cas :

- Force verticale non incliné $\rightarrow i_\gamma = i_q = i_c = 1$.
- Terrain non incliné $\rightarrow g_\gamma = g_q = g_c = 1$.
- La base de la semelle non incliné $\rightarrow b_\gamma = b_q = b_c = 1$.
- Force verticale excentrée $\rightarrow B' = B - 2e \rightarrow B' = 1,9 - 2 * 0,01 \rightarrow B' = 1,88 \text{ m}$.
- Correction de la profondeur :

$$\phi > 0 \rightarrow d_\gamma = 1, d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot K, d_c = 1 + 0,4 \cdot k$$

$$D/B > 1 \rightarrow k = \text{tg}^{-1}(D/B) = 0,84 \rightarrow d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(4) (1 - \sin 4)^2 \cdot 0,84 \rightarrow d_q = 1,1$$

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot 0,84 \rightarrow d_c = 1,34$$

- Forme de la semelle : carrée $\rightarrow S_\gamma = 0,8, S_q = 1, S_c = 1,3$. (Terzaghi, 1943) cité par (U.S. Army Corps of Engineers, 1992).
- $N_q = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \phi} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{4}{2}\right) e^{3,14 \cdot \text{tg}(4)} \rightarrow N_q = 1,43$.
- $N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \text{tg} \phi = 1,5 \cdot (1,43 - 1) \text{tg}(4) \rightarrow N_\gamma = 0,05$.
- $N_c = (N_q - 1) \cotg \phi = (1,43 - 1) \cotg(4) \rightarrow N_c = 6,15$.

La formule devient :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c$$

$$q_l = \frac{1}{2} * 19,9 * 1,88 * 0,05 * 0,8 * 1 + 19,9 * 2,1 * 1,43 * 1 * 1,1 + 33 * 6,15 * 1,3 * 1,34$$

$$q_l = 420,02 \text{ kPa}$$

$$\rightarrow q_{adm} = \frac{q_l - \gamma \cdot D}{F_s} + \gamma \cdot D \quad \text{avec } F_s : \text{facteur de sécurité} = 3$$

$$\rightarrow q_{adm} = \frac{420,02 - 19,9 * 2,1}{3} + 19,9 * 2,1 \rightarrow q_{adm} = \mathbf{167,87 \text{ KPa.}}$$

- Détermination de la hauteur utile (d) et la hauteur totale (ht) :

$$d = \max (d_x, d_y)$$

$$\text{Semelle carrée} \rightarrow d = d_x = d_y$$

$$d_x = \frac{A-a}{4} = \frac{1,9-0,4}{4} = 0,375\text{m} \rightarrow d = \mathbf{37,5 \text{ cm}}$$

$$h_t = d + 5\text{cm} \Rightarrow h_t = \mathbf{42,5 \text{ cm}}$$

- Vérification des conditions de stabilité

- Vérification vis-à-vis la rupture du sol :

$$\sigma = \left(1 + \frac{3.e}{B}\right) \cdot \frac{Nu}{A.B} \leq q_{adm}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3*0,01}{1,9}\right) \cdot \frac{562,85}{1,9*1,9} = 158,38 \text{ KPa} < 167,87 \text{ KPa} \rightarrow \mathbf{CV.}$$

- D'après le B.A.E.L 91 et le R.P.A99 V2003, on a :

$$e = 0,01 \leq \frac{A}{6} = \frac{1,9}{6} = 0,316 \rightarrow \mathbf{CV.}$$

- Calcul du tassement :

On calcule le tassement sur la base de la courbe œdométrique (sondage N02 Prof 4,10/4,50) du rapport de (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014) (voir annexe 7).

La formule utilisée pour le calcul du tassement est :

$$\sigma_p = 2 \text{ bars}, \quad \sigma_i < \sigma_p \quad \text{et} \quad \sigma_f < \sigma_p \rightarrow \Delta h = \frac{H \Delta e}{1+e_i}$$

$$W (\%) = S_r * \gamma_w * \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}\right)$$

Avec : $W(\%) = 20,5\%$, $S_r = 87,16\%$, $\gamma_d = 0,1653 \text{ bars}$, $\gamma_w = 0,0981 \text{ bars}$.

$$\rightarrow \gamma_s = \frac{\gamma_d \cdot S_r \cdot \gamma_w}{S_r \cdot \gamma_w - \gamma_d \cdot w} \rightarrow \gamma_s = \mathbf{0,2738 \text{ bars}} \quad \text{et} \quad \gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d \rightarrow \gamma' = \mathbf{0,106 \text{ bars}}$$

$$q = \mathbf{1,68 \text{ bars}},$$

$$A = B = \mathbf{1,9 \text{ m.}}$$

Le facteur I est déterminé selon l'abaque de Steinbrenner (annexe 8).

Z (m)	Couches	$m=A/2z$	$n=B/2z$	I	$\Delta\sigma' = I q$ (bars)	$\sigma'0$ (bars)	$\sigma'f = \sigma'0 + \Delta\sigma'$ (bars)	ei	ef	Δe	H (cm)	ΔH (cm)
0,95	0/1,9	1	1	0,175	0,294	0,1007	0,3947	0,42	0,398	0,022	190	2,94366197
2,9	1,9/3,9	0,32758621	0,32758621	0,042	0,07056	0,3074	0,37796	0,405	0,399	0,006	200	0,85409253
4,9	3,9/5,9	0,19387755	0,19387755	0,015	0,0252	0,5194	0,5446	0,389	0,387	0,002	200	0,28797696
6,9	5,9/7,9	0,13768116	0,13768116	0,009	0,01512	0,7314	0,74652	0,374	0,372	0,002	200	0,29112082
											$\Sigma\Delta H$	4,37685228

Tableau III-4 : note de calcul de tassements (semelle centrale).

Le tassement total sous la semelle centrale est de **4,38 cm**.

III.6.2.2. Semelle de rive :

- Donnés :

On prend comme prédimensionnement : D = 2,1 m, B = 1,6 m,

$\gamma = 19,9 \text{ kN/m}^3$, C = 33 kPa, $\phi = 4^\circ$.

- Calcul de la capacité portante et contrainte admissible :

On ajuste la formule pour ce cas :

- Force verticale non incliné $\rightarrow i_y = i_q = i_c = 1$.
- Terrain non incliné $\rightarrow g_y = g_q = g_c = 1$.
- La base de la semelle non incliné $\rightarrow b_y = b_q = b_c = 1$.
- Force verticale excentrée $\rightarrow B' = B - 2e \rightarrow B' = 1,6 - 2 * 0,06 \rightarrow B' = 1,48 \text{ m}$.
- Correction de la profondeur :

$\phi > 0 \rightarrow d_y = 1$, $d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg } \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$, $d_c = 1 + 0,4 \cdot k$

$D/B > 1 \rightarrow k = \text{tg}^{-1}(D/B) = 0,92 \rightarrow d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(4) (1 - \sin 4)^2 \cdot 0,92 \rightarrow d_q = 1,11$

$d_c = 1 + 0,4 \cdot 0,92 \rightarrow d_c = 1,37$

- Forme de la semelle : carrée $\rightarrow S_y = 0,8$, $S_q = 1$, $S_c = 1,3$.
- $N_q = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \phi} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{4}{2}\right) e^{3,14 \cdot \text{tg}(4)} \rightarrow N_q = 1,43$.
- $N_y = 1,5 \cdot (N_q - 1) \text{tg } \phi = 1,5 \cdot (1,43 - 1) \text{tg}(4) \rightarrow N_y = 0,05$.
- $N_c = (N_q - 1) \cotg \phi = (1,43 - 1) \cotg(4) \rightarrow N_c = 6,15$.

La formule devient :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_y \cdot S_y \cdot d_y + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c$$

$$q_l = \frac{1}{2} * 19,9 * 1,48 * 0,05 * 0,8 * 1 + 19,9 * 2,1 * 1,43 * 1 * 1,11 + 33 * 6,15 * 1,3 * 1,37$$

$q_l = 428,38 \text{ kPa}$

$$\rightarrow q_{adm} = \frac{q_l - \gamma \cdot D}{F_s} + \gamma \cdot D \quad \text{avec } F_s : \text{facteur de sécurité} = 3$$

$$\rightarrow q_{adm} = \frac{428,38 - 19,9 * 2,1}{3} + 19,9 * 2,1 \rightarrow q_{adm} = 170,65 \text{ KPa}$$

- Détermination de la hauteur utile (d) et la hauteur totale (ht) :

$$d = \max (d_x, d_y)$$

Semelle carrée $\rightarrow d = d_x = d_y$

$$d_x = \frac{A-a}{4} = \frac{1,6-0,4}{4} = 0,30 \text{ m} \rightarrow d = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$h_t = d + 5\text{cm} \Rightarrow h_t = \mathbf{35 \text{ cm}}$$

- Vérification des conditions de stabilité

- Vérification vis-à-vis la rupture du sol :

$$\sigma = \left(1 + \frac{3.e}{B}\right) \cdot \frac{Nu}{A.B} \leq q_{adm}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3 \cdot 0,06}{1,6}\right) \cdot \frac{346,19}{1,6 \cdot 1,6} = 150,44 \text{ KPa} < 170,65 \text{ KPa} \rightarrow \mathbf{CV.}$$

- D'après le B.A.E.L 91 et le R.P.A99 V2003, on a :

$$e = 0,06 \leq \frac{A}{6} = \frac{1,6}{6} = 0,26 \rightarrow \mathbf{CV.}$$

- Calcul du tassement :

On calcule le tassement sur la base de la courbe œdométrique (sondage N02 Prof 4,10/4,50) du rapport de (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014).

La formule utilisée pour le calcul du tassement est :

$$\sigma_p = 2 \text{ bars,}$$

$$\sigma_i < \sigma_p \quad \text{et} \quad \sigma_f < \sigma_p \rightarrow \Delta h = \frac{H \Delta e}{1+e_i}$$

$$W (\%) = S_r * \gamma_w * \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}\right)$$

Avec : $W (\%) = 20,5\%$, $S_r = 87,16\%$, $\gamma_d = 0,1653 \text{ bars}$, $\gamma_w = 0,0981 \text{ bars}$.

$$\gamma_s = \mathbf{0,2738 \text{ bars}} \rightarrow \gamma' = \mathbf{0,106 \text{ bars}}$$

$$q = \mathbf{1,7 \text{ bars}}, A = B = \mathbf{1,6 \text{ m}}.$$

Le facteur I est déterminé selon l'abaque de Steinbrenner.

Z (m)	couches	$m=A/2z$	$n=B/2z$	I	$\Delta\sigma' = I q$ (bars)	$\sigma'0$ (bars)	$\sigma'f = \sigma0 + \Delta\sigma$ (bars)	ei	ef	Δe	H (cm)	ΔH (cm)
0,95	0/1,9	0,84210526	0,84210526	0,152	0,2584	0,1007	0,3591	0,42	0,4	0,02	190	2,67605634
2,9	1,9/3,9	0,27586207	0,27586207	0,03	0,051	0,3074	0,3584	0,405	0,399	0,006	200	0,85409253
4,9	3,9/5,9	0,16326531	0,16326531	0,012	0,0204	0,5194	0,5398	0,389	0,385	0,004	200	0,57595392
6,9	5,9/7,9	0,11594203	0,11594203	0,008	0,0136	0,7314	0,745	0,374	0,372	0,002	200	0,29112082
											$\Sigma\Delta H$	4,3972236

Tableau III-5 : note de calcul de tassements (semelle de rive).

Le tassement total sous la semelle de rive est de **4,40 cm**.

III.6.3. Interprétation des résultats :

Semelle	Forme	N (kN)	A (m)	B (m)	D (m)	a (m)	b (m)	e (m)	d (m)	ht (m)
Centrale	Carrée	562,85	1,9	1,9	2,1	0,4	0,4	0,01	0,375	0,425
De rive	carrée	346,19	1,6	1,6	1,8	0,4	0,4	-0,06	0,3	0,35

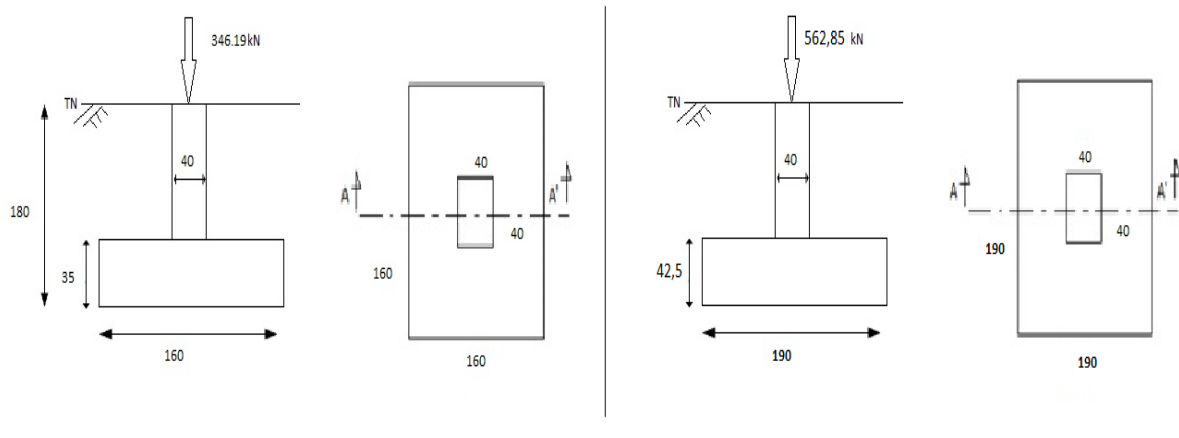


Figure III-2 : dimensions des fondations.

Les dimensions choisies sont satisfaisantes, elles vérifient les conditions de la stabilité à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

Les amplitudes des tassements sous les semelles centrales et de rive sont respectivement **4,38 cm** et **4,40 cm**, donc il y'a pas un risque de tassement différentiel.

III.7. Conclusion

Le terrain destiné pour recevoir le projet de bloc de bâtiment R+1, implanté à Chetouane, est moyennement gonflant.

La technique de préhumidification du terrain est prise comme solution pour éviter les sinistres causés par le gonflement, ainsi qu'un empêchement de la variation de la teneur en eau est recommandé, en plus des mesures préventives et constructives dans la conception de dimensionnement des fondations.

Les trois semelles centrales sont dimensionnées par rapport à la semelle centrale la plus chargée, tandis que les douze autres sont dimensionnées par rapport à la semelle de rive la plus sollicitée.

Les contraintes exercées par la structure sont inférieures à la contrainte admissible du sol, donc il y'a pas un risque de rupture du sol. Le tassement est le même sous toutes les fondations, ce qui montre qu'il n'y a pas du tassement différentiel.

Finalement, la conception de dimensionnement assure la stabilité totale de la structure.

CONCLUSION GENERALE

La maîtrise du phénomène du gonflement-retrait nécessite une large étude pour bût de minimiser les sinistres dues aux variations cycliques de la teneur en eau dans les sols expansifs.

On peut identifier les sols expansifs (visuellement, par analyse granulométrique, par les limites d'Atterberg...) pour avoir une idée sur le comportement expansif dans ces sols.

La pression et l'amplitude de gonflement dépendent des paramètres naturels du sol. Pour les estimer, il existe plusieurs modèles empiriques basant sur des relations mathématiques. Les résultats obtenus ne sont jamais utilisés que dans la phase de l'avant-projet sommaire, juste pour orienter les concepteurs. Donc il est obligatoire de passer par les mesures directes de ces paramètres pour les prendre en compte dans la phase de la conception du dimensionnement des fondations.

La limite de retrait peut être mesurée par plusieurs techniques, son impact est également important à celui du gonflement.

L'influence de ces sols sur les structures est assez grave, elle touche les constructions en générales et les structures légères en particulier. Pour construire sur ce type de sols, il existe plusieurs techniques, certains basent sur l'amélioration des sols, et d'autres s'intéressent au dimensionnement des fondations en prenant en compte ce phénomène dans la conception.

Le terrain étudié est moyennement gonflant, et pour réaliser la structure R+1 on a proposé la technique de la préhumidification du sol comme solution avant de construire puisqu'on voit qu'elle est la plus économique et aussi efficace pour les constructions légères, avec l'empêchement de toutes variations de la teneur en eau par mettre une géomembrane sous et autour du périphérique de la structure, et prévoir des canalisations pour bien maîtriser les eaux pluviales et éviter les arrivés d'eaux.

Le dimensionnement des fondations est calculé normalement, et les dimensions prises sont satisfaisantes. La stabilité totale de la structure est assurée, avec un tassement global près de 4,4 cm.

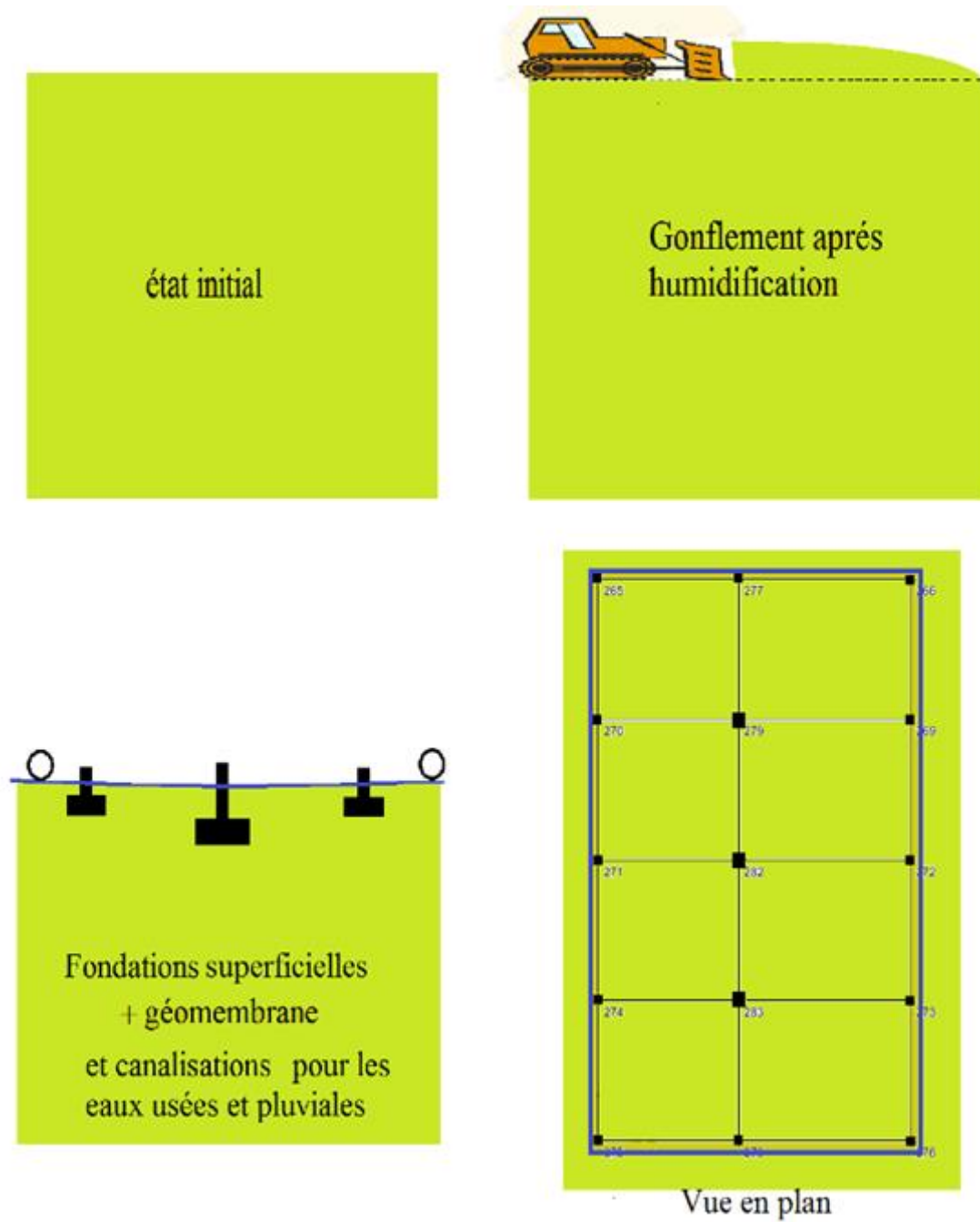


Schéma représentatif de la solution proposée

Références Bibliographiques :

Abed, Ayman. 2008. Numerical Modeling of expansive soil Behavior. Stuttgart, Allmagne : Université de Stuttgart, 2008.

AissaMamoune, S.M. 2009. Caractérisation et modélisation des argiles de la région de Tlemcen en utilisant les réseaux de neurones. *Thèse de doctorat*. Tlemcen : Université AboubekrBelkaid, 2009.

Amandine, Lamaire. 2016. Effets du phénomène de retrait-gonflement des argiles et techniques de protection. Cerema : Direction territorialecentre-est, 2016.

Attewell, P.B et Taylor, R.K. 1984.GROUND MOVEMENTS AND THER EFFECTS ON STRUCTURES. London : Surrey University Press, 1984. ISBN 0-903384-36-1.

Bekkouche, A, Belabbaci, Z et AISSA MAMOUN, S.M. 2011.Stabilisation d'un sol gonflant par l'ajout de lait de chaux. Tlemcen : Laboratoire RISAM, faculté de Technologie, Université AboubekrBelkaïd, 2011.

Bekkouche, A, Djedid, A et AissaMamoun, S.M. 2001. Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen. Tlemcen : BULLETIN LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSES, 2001.

Belabbaci, Zeyneb. 2014. Stabilisation des sols gonflants. *Thèse de doctorat*. Tlemcen, Algérie : Université AboubekrBelkaïd, 2014.

BENMESSAOUD, Ahmed. 2017.Types de solutions de construction sur sols gonflants. OUARGLA : Uiversité KASDI MERBAH, 2017.

Berthaud, Y, et al. 2013. Aide-mémoire de mécanique des sols. Paris, France : DUNOD, 2013. 978-2-10-059354-5.

Buol, et al. 1997.Soil genesis and Classification . Iowa, USA : Iowa State University, 1997.

Bureau d'Etude Technique ARCHPARC. 2016.BLOC LOGEMENT R+1. 2016.

Butel, F. 2001. Prise en compte du gonflement du terrain pour le dimensionnement des tunnels. France : L'école Nationale des ponts et chaussés, 2001.

Charles, Lucian. 2008. Geotechnical Aspects of Building on Expanisve soils in Kibaha, Tanzania. *Thèse de doctorat*. Stockholm, Sweden, 2008.

Coduto, Donald P. 1994. Fondation design : principles and practices. 1994. pp. 591-635. ISBN 0-13-335381-8.

COSTANTINI, Jean-Marie. 1997. LE RETRACTOMETRE LASER. Mesure du retrait d'échantillons de sols. PARIS, 1997.

Mathon, David. 2017. Course for highway engineering class. San Antonio, Texas, Usa : University of Texas- San Antonio- Dpt of Civil and Environmental Engineering, 2017.

CPSedit. 2017. Documents. *CPSedit.ma*. [En ligne] 2017. [Citation : 20 mai 2019.] www.cpsedit.ma/index.php/documents/category/13-guide?download=788-1051-0?start=80.

Elarabi, Hussein. 2010. Damage mechanism of expansive soils. Hammamat-Tunis, 2010. 2nd international conference on geotechnical engineering.

DJAANI, Mabrouka et BENMANSOUR, S F. 2011. Stabilisation des sols gonflants de la région d'In-Aménas par ajouts des liants hydrauliques (Chaux et Ciment). OUARGLA : UNIVERSITE KASDI MERBAH, 2011.

EJJAOUANI, Houssine. 2008. Interactions des fondations et des sols gonflants: pathologie, calculs et études expérimentales. *Thèse de doctorat*. France : L'école nationale des ponts et chaussées, Champs-sur-Marne, 2008.

Elie, ABSI. 1993. *PATHOLOGIE des FONDATIONS et des OUVRAGES en TERRE*. Paris, 1993.

Tatiana.M et Patrice.D. 2011. étude du retrait-gonflement des argiles. INERIS, Routen, France : Institut Polytechnique, 2011.

Fellah.M.T, Saadi.M.K. 2019. ACADEMIA. [En ligne] 2019. [Citation : 15 04 2019.] http://www.academia.edu/20045536/l_essai_de_gonflement.

Ferrah, Ferrah. 2006. Prise en compte du gonflement dans le dimensionnement des fondations superficielles. BATNA : Université EL HADJ LAKHDAR, 2006.

Lucian, C, Hintze, S et and Stille, H. 2006. Geotechnical strategies for poverty reduction in Tanzania. Arusha, Tanzania, 2006. The Proceedings of the International Conference on the Role of Engineering in Poverty reduction. pp. 179-189.

Groupe de travail interministériel. 2009. Observatoire national sur les effets du réchauffement climatique . [En ligne] 2009. [Citation : 27 fevrier 2019.] <http://www.developpement-durable.gouv.fr/rapport-du-groupe-de-travail.html>.

- Ifsttar et Armines. 2017.** Retrait et gonflement des argiles-caractériser un site pour la construction, guide 1. Marne-la-vallée, 2017. p. 46. Vol. GTI 4-1. ISBN 978-2-85782-724-5.
- JACQUARD, C. 2008.**Pathologie des fondations superficielles sur sols argileux retour d'expérience en Midi-Pyrénées. 2008.
- Jad, WAKIM. 2005.**Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses.Paris : l'école nationale supérieure des mines, 2005.
- Jean, Perchat et Jean, Roux. 2000.**Maîtrise du BAEL91 et des DTU associés. EDITIONS EYROLLES, 2000. ISBN: 2-212-012887-X.
- Jones, Lee D et Jefferson, Ian. 2012.** Ice manual of geotechnical engineering. *Chapter 33 Expansive soils*. UK : School of civil engineering, University of Birmingham UK, 2012. Vol. 1, pp. 413-441. DOI: 10.1680/moge.57074.0413.
- KASSOUL, Amar. 2016.** Cours: Ossatures bâtiment. Chlef, Algérie : UHBChlef, 2016.
- Laboratoire Des Travaux Puplics de L'Ouest. 2014.**Projet: Clinique dentaire universitaire - Chetouane-. Rapport géotechnique. Etude de sol.Tlemcen : LTPO, 2014.
- LAMARA, M, GUEDDOUDA, M. K. et BENABED, B. 2006.**Stabilisation physico-chimique des sols gonflants (sable de dune + sel).Laghouat : Laboratoire de recherche de génie civil Université de Amar Tledji, 2006.
- Lucian, Charles. 2008.** Geotechnical Aspects of Building on Expanisve soils in Kibaha, Tanzania. *Thèse de doctorat*. Stockholm, Sweden, 2008.
- M.Vincent, et al. 2006.** Etude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti. France, 2006. BRGM/RP-54862-FR.
- Magnan, Jean-Pierre. 2013.** Panorama des sols gonflants en géotechnique. Marne-la-Vallée, France : Université Paris-Est, IFSTTAR, 2013.
- Myriam, D, et al. 2008.** Essai de retrait pour une meilleure classification de la sensibilité des sols à la sécheresse. Paris : Editions du LCPC, 2008.
- NOWAMOOZ, Hossein. 2007.**RETRAIT/GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX COMPACTES ET NATURELS.LORRAINE : INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE, 2007.

- Sermondadaz, Sarah. 2018.** MATÉRIAUX. *Sciences et Avenir*. [En ligne] 09 novembre 2018. [Citation : 27 mai 2019.]
https://www.sciencesetavenir.fr/fondamental/materiaux/comment-evaluer-les-risques-d-effondrement-d-un-immeuble_129272.
- SMABTP et Agence Qualité Construction. 2015.** NOS RESSOURCES. [En ligne] Novembre 2015. [Citation : 27 mai 2019.] <http://www.qualiteconstruction.com/node/1239>.
- Tehrani, Katayoon. 2016.** Developing a new instrumented soil column to study climate-induced ground movement in expansive soil. Queensland, Australia, 2016.
- Tempany, H.A. 1917.** The shrinkage of soils. 1917. pp. 312 - 333.
- THE UNIVERSITY OF ARIZONA. 2019 .** Problem Soils. *ARIZONA GEOLOGICAL SURVEY*. [En ligne] 2019 . [Citation : 20 Mars 2019.]
<https://azgs.arizona.edu/center-natural-hazards/problem-soils>.
- U.S. Army Corps of Engineers. 1992.** Engineering and Design, *BEARING CAPACITY OF SOILS*. Washington, 1992. pp. 4.1-4.30.
- Vincent, M., et al. 2006.** Étude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti– rapport final. BRGM/RP-54862-FR, 2006. p. 378. ISO 9001:2000..
- Vinceslas, MatorenKhay Gratien. 2009.** Séminaire Impact de la sécheresse sur les constructions. Paris, 2009.
- Ziani, Hanane et Ouazzani, Fatima Zohra. 2016.** Etude de l'absorption du cuivre (II) sur les argiles de Maghnia et de Saida. *Mémoire de fin d'étude master*. Saida, Algérie : Université Dr.Moulay Tahar, 2016.
- ZOU, JIAN. 2015.** Assessment of the reactivity of expansive soil in Melbourne metropolitan area. Melbourne,Australia : RMIT University, 2015.
- Zumrawi, Magdi M. E. 2013.** Prediction of Swelling Pressure for Compacted Expansive Soils. Khartoum, Sudan : Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Khartoum, 2013. Vol. 3, pp. 35-39.

Annexes

Annexe 1 : disposition des poteaux.	117
Annexe 2 : situation géographique du terrain étudié.	118
Annexe 3 : résultat du sondage N : 2.	119
Annexe 4 : résultats des essais de gonflement libre.	120
Annexe 5 : valeurs des résultats.	121
Annexe 6 : essai de pénétromètre dynamique.	122
Annexe 7 : courbe œdométrique réalisée par (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014).	123
Annexe 8 : abaque de Steinbrenner.	124

Annexe 1 : disposition des poteaux.

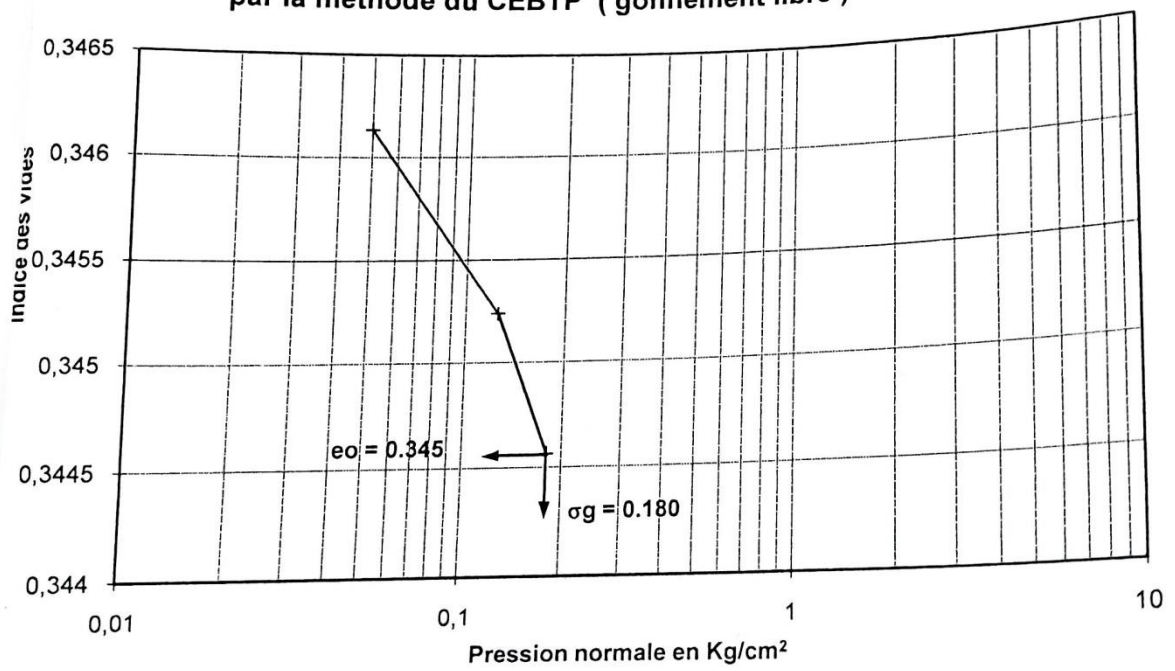


Annexe 2 : situation géographique du terrain étudié.

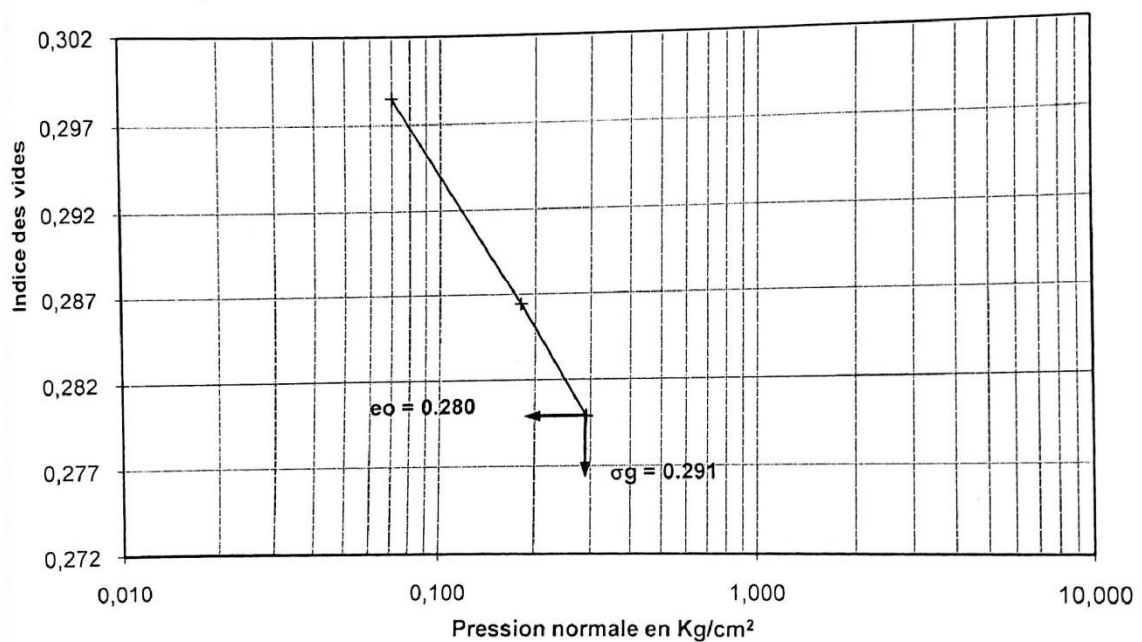
SONDAGE CAROTTE					FORAGE		TUBAGE		SONDAGE N°2 Feuille N° 01
Dossier N° : 49 /ES/UT/2014					Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à	
Projet : Clinique dentaire universitaire à Chétouane									
Chef de Poste : Belmegri									
Ingénieur Chef de Projet : Mr Y.AHMED AMMAR									
Coordonnées			Sondeuse : ... CR 750.....						
X =									
Y =									
Dates	Echantillons Paraffines (m)	Piézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION	
			Passe (m)	Récup (%)					
12/05/2014				100%	/// \ \ //	0.30		Terre végétale	
	2.45-2.85			90%		1		Marne jaunâtre à verdâtre concrétionnée entre: 0.70- 0.90m pâteuse à mi-raide	
	4.10-4.50					2			
	5.60-6.00					3			
	7.20-8.00					4			
						5			
						6			
						7			
						8			
						9			
						10			
						11			
						12			
						13			
						14			
						15			
Niveau d'eau (m)				Remarques				Pertes d'Eau (m)	
				Fin de sondage à 10.00m					

Annexe 3 : résultat du sondage N : 2.

G1 : Détermination de la Pression de Gonflement par la méthode du CEBTP (gonflement libre)



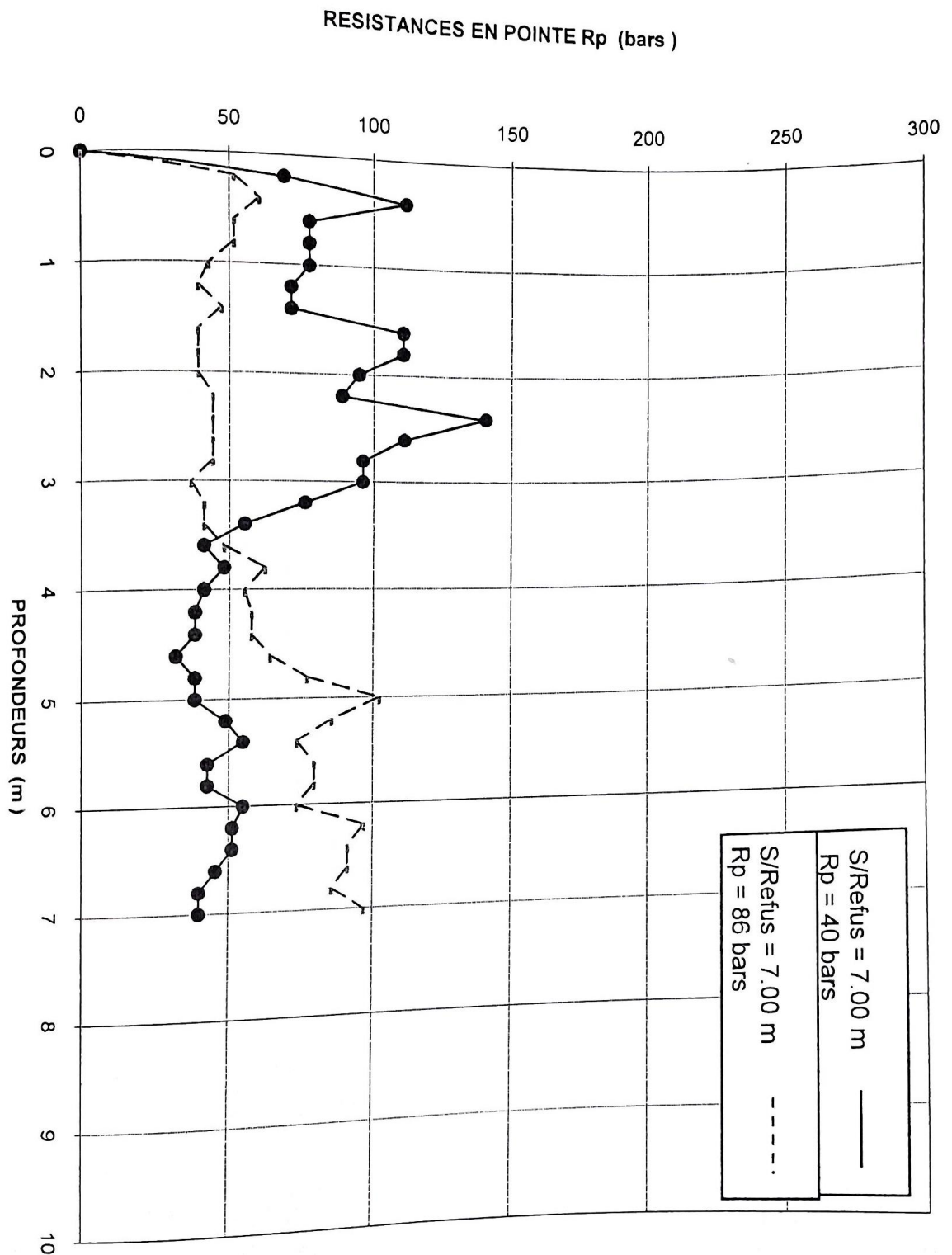
G1 : Détermination de la Pression de Gonflement par la méthode du CEBTP (gonflement libre)



Annexe 4 : résultats des essais de gonflement libre.

Story	Point	Load	FZ	MX	MY	Load	FZ	MX	MY	Load	FZ	MX	MY
BASE	265	ELS	123,87	-0,19	6,50	G+Q+E	158,95	36,61	46,88	ELU	169,03	-0,26	8,95
BASE	266	ELS	145,62	0,31	-7,66	G+Q+E	179,05	38,97	30,85	ELU	198,8	0,42	-10,54
BASE	269	ELS	247,36	0,21	-15,0	G+Q+E	264,89	41,13	20,49	ELU	338,05	0,29	-20,67
BASE	270	ELS	214,33	0,12	10,36	G+Q+E	236,52	39,06	46,88	ELU	292,67	0,16	14,28
BASE	271	ELS	221,24	-0,09	10,33	G+Q+E	243,9	39,07	44,18	ELU	302,11	-0,12	14,24
BASE	272	ELS	253,36	0,10	-15,1	G+Q+E	271,85	41,24	17,79	ELU	346,19	0,14	-20,91
BASE	273	ELS	243,37	0,02	-14,1	G+Q+E	260,47	40,95	21,07	ELU	332,63	0,02	-19,49
BASE	274	ELS	210,59	-0,18	10,41	G+Q+E	232,21	38,77	46,46	ELU	287,6	-0,25	14,34
BASE	275	ELS	122,74	-0,30	6,60	G+Q+E	160,86	36,49	45,30	ELU	167,43	-0,40	9,08
BASE	276	ELS	138,49	-0,13	-5,68	G+Q+E	163,66	38,53	32,43	ELU	189,05	-0,18	-7,82
BASE	277	ELS	221,75	-0,01	3,42	G+Q+E	243,27	34,94	47,90	ELU	303,19	-0,02	4,71
BASE	278	ELS	228,3	-0,29	1,96	G+Q+E	255,36	34,67	45,40	ELU	312,16	-0,39	2,71
BASE	279	ELS	411,24	0,00	5,56	G+Q+E	421,31	37,02	46,99	ELU	562,85	-0,01	7,65
BASE	282	ELS	386,73	-0,01	5,51	G+Q+E	391,03	37,21	43,87	ELU	529,33	-0,01	7,60
BASE	283	ELS	407,3	0,09	4,73	G+Q+E	417,28	37,12	45,67	ELU	557,55	0,12	6,52

Annexe 5 : valeurs des résultats.



Eau K1 : Neant

Date : 09/06/2014

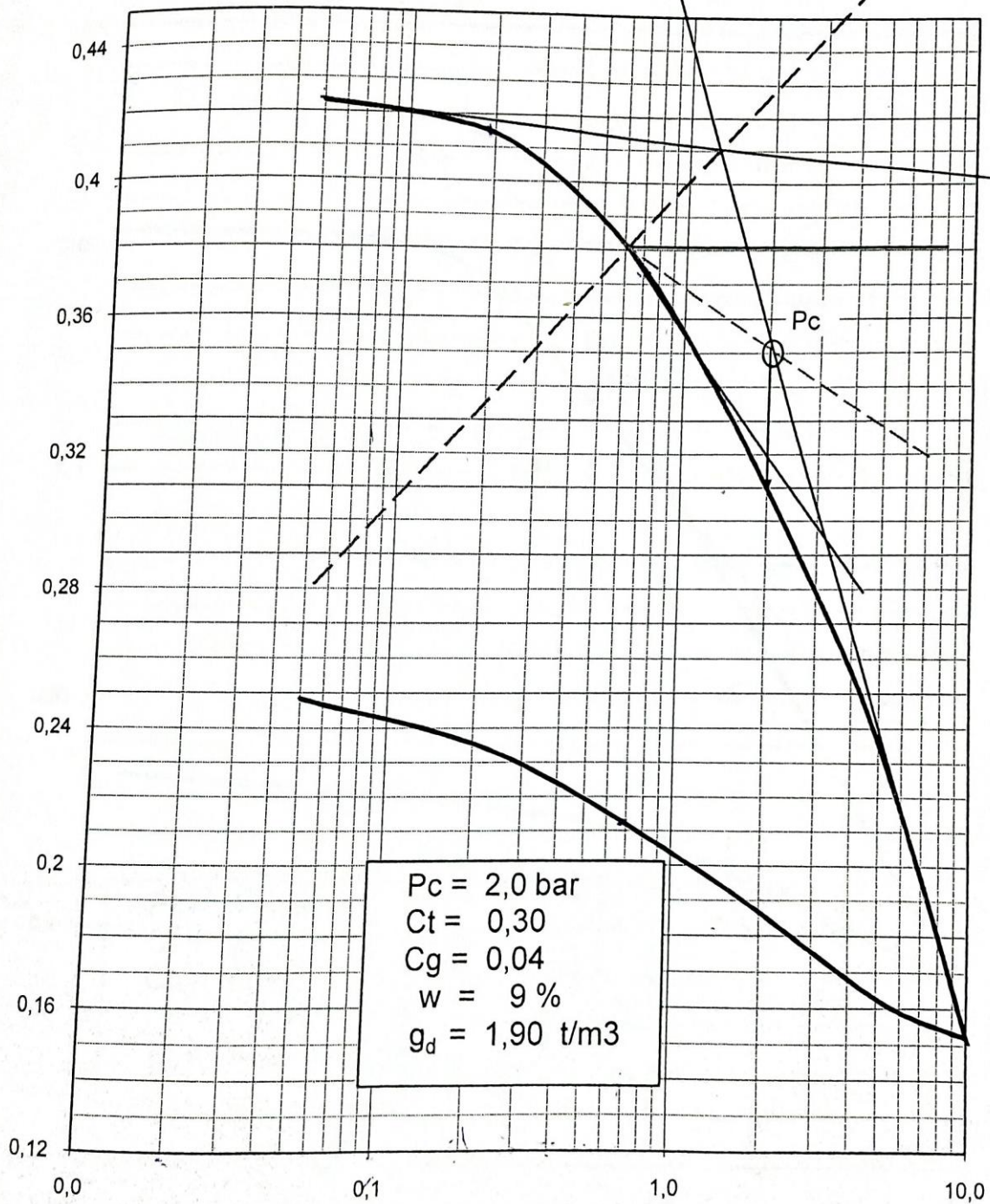
Eau K2 : Neant

Annexe 6 : essai de pénétrömètre dynamique.

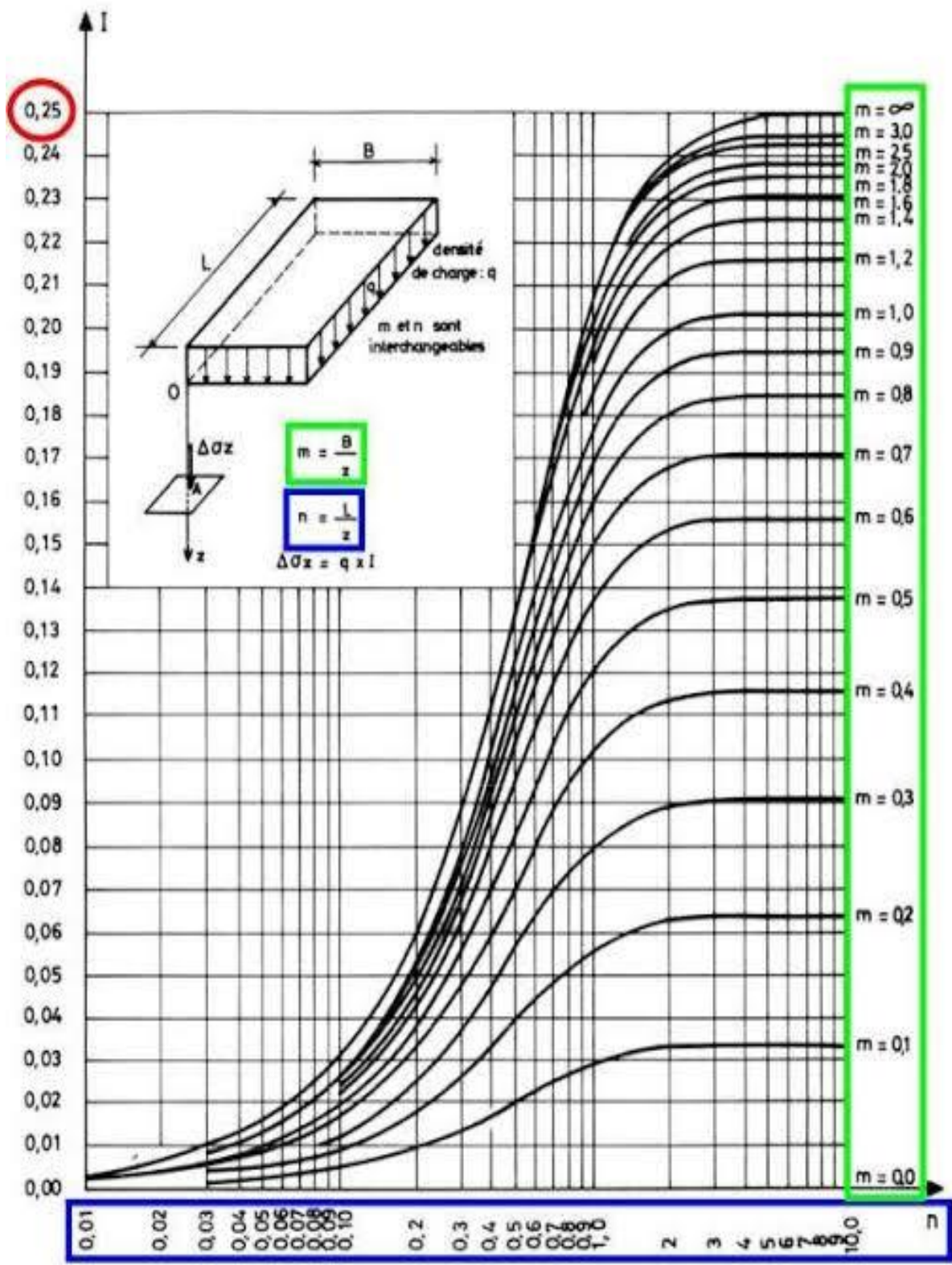
2
A,10-4,50
Marthe
M. MAOUANE

Essai effectué du 12-06-2014 au 01-07-2014

Essais de compressibilité à l'oedomètre
Chargement par Paliers
XP : P94 090 1



Annexe 7 : courbe œdométrique réalisée par (Laboratoire Des Travaux Publics de L'Ouest, 2014).



Annexe 8 : abaque de Steinbrenner.