REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE MASTER

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction Civil et Industrielle

Thème

Types de solutions de construction sur sols gonflants

Présenté par :

BENMESSAOUD Ahmed

Encadré par :

Mr : ZENKHRI Abderrazak

MA/A à U.K.M.O

Soutenue publiquement le 30/06/2017 devant le jury composé de :

Mme : MAOUCHE. Hania	**MC/B UKMO**	**Présidente du jury**
Mr : CHAIB Hachem	**Docteur**	**Examinateur**

Année Universitaire : 2016/2017

Remerciements

***A**vant tout je tiens à remercier Dieu pour tout et surtout pour m'avoir donné le courage et la volonté pour reprendre les études en master2 en génie civil.*

***M**a profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à mon Directeur de* mémoire*,Monsieur **ZENKHRI Abderrazek maitre assistant classe A** au faculté de science appliqué à l'université KASDI Merbeh à Ouargla, qui m'a accordé sa confiance dans l'élaboration de ce* mémoire*. Tout en suivant de près ma démarche scientifique, il m'a fait partager son expérience enrichissante dans le domaine du sol gonflant et m'a prodigué de précieux conseils et encouragements pour mener à bien ce travail*

***J**e tiens à remercier très vivement et respectueusement Madame* **MAOUCHE Hania** *Maitre de conférences, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury*

Ainsi, je veux adresser tous mes remerciements monsieur **CHAIB Hachem** *et aux tous personnes avec lesquelles j'ai pu échanger et qui m'ont aidé pour la rédaction de ce mémoire.*

***E**nfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma famille : Ma femme, Mes enfants Mes frères Mes sœurs et tous mes proches et amis, qui m'ont accompagné, aidé, soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de ce mémoire*

Ahmed BENMESSAOUD

Je dédie ce mémoire,

A

Mes parents,

La miséricorde de Dieu sur eux

ملخص

بسبب الانتشار الواسع للترب الغضارية المنتفخة ونظراً للأضرار الكبيرة التي تتعرض لها المنشآت المقامة على هذه التربة، فقد تضمن البحث تسليط الضوء على هذه الترب من خلال دراسة مكوناتها الكيميائية و دراسة خصائصها الفيزيائية و الميكانيكية و كذلك دراسة ظاهرة الإنتفاخ و الإنكماش و تأثيرهما على المنشآت و إقتراح حلول مناسبة و غير مكلفة يمكن ان تساهم في الحد من تلك الأضرار

كلمات مرجعية : التربة المنتفخة، الترب الغضارية ، الإنتفاخ ، الإنكماش ، الأساسات

Résumé

En raison de la grande diffusion des sols expansif et vue les dégâts énormes subi aux constructions installés sur ce sol, notre recherche mis en évidence sur ces sols à travers l'étude de leur composants chimiques et de leurs propriétés physiques et mécaniques, ainsi que l'étude du phénomène du gonflement et de retrait et de leurs l'impact sur les installations et de proposer des solutions appropriées peuvent contribuer à la réduction de ces dommages

Mots clés : Sols gonflant, Argile, Gonflement, retrait, fondation, Puits forée, Pieux

Abstract

Due to the great spread of the soil and the enormous damage caused to the constructions installed on this soil, our research on these soils through the study of their chemical components and their physical and mechanical properties, Study of the phenomenon of swelling and shrinkage and their impact on facilities and propose appropriate solutions can contribute to the reduction of such damage

Key words: Soils swelling, Clay, Swelling, shrinkage, foundation, Drilled well, Piles

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL

Introduction général

CHAPITRE 1 : APERÇU GENERALE SUR LES SOLS GONFLANT

I.1 : Introduction **1**

I.2 : Nature des sols gonflants **1**

I.3 : Formation des argiles **1**

I.4 : Minéralogie des argiles **2**

I.5 : Structure moléculaire microscopique des argiles **3**

I.6 : Phénomène du retrait - gonflement **7**

I.7 : Mécanisme du gonflement **8**

I.7.1 : Composantes mécaniques du gonflement **8**

I.7.2 : Composantes physico-chimiques du gonflement **8**

I.7.3 : Types de gonflement **9**

I.7.4 : Définition des paramètres du gonflement **9**

I.7.5 : Classement de Sites en Fonction des Soulèvements de la structure **10**

I.8 : Définition du phénomène de retrait **11**

I.9 : Mécanisme de retrait **11**

I.10 : Conséquences du gonflement et du retrait **14**

I.11 : Conclusion **16**

CHAPITRE II : SOLUTIONS APPLIQUEES AUX SOLS

II.1: Introduction **17**

II.2: Intervention au niveau de sol **17**

II.3: Diversité des techniques de stabilisation des sols gonflants **18**

II.4: Stabilisation mécanique **18**

II.4.1. *Drainage :* **18**

II.4.2. · *Application de fortes pressions :* **19**

II.4.3. *Compactage :* **19**

II.4.4. *Préhumidification* **19**

II.4.5. *Substitution* **20**

II.5: Stabilisation chimique **20**

II.5.1. Stabilisation par Liants **21**

II.5.2. Stabilisation au Sable **30**

II.6: Conclusion **32**

CHAPITRE III: SOLUTIONS APPLIQUEES AUX STRUCTURES

III.1: Introduction 33

III.2: Mesures préventives 33

III.3: Mesures constructives 35

III.3.1. Considération de base pour les fondations sur sol gonflant 35

A. Planification. 35

B. Capacité de support 35

C. Systèmes de fondation. 35

D. Systèmes de superstructure. 38

III.3.2. Considération de base pour fondations profondes 40

A. Applications générales. 41

B. Application des puits forés. 41

C. Considérations générales. 42

D. Cas particulier des pieux dans des sols gonflants : 43

III.3.3. Moyens simples ou continus peu profonds 50

A. Susceptibilité et dommages. 50

B. Applications. 50

C. Sous-sols. 51

III.3.4. Fondations de dalles renforcées 52

A. Application. 52

A.1) Effets des longrines de raidissement. 53

A.2) Placement de la couche non gonflante. 53

B. Conception de dalles minces pour structures légères. 53

B.1) Dalle Conventionnellement renforcé. 53

B.2) Dalle post-tension. 54

B.3) Dalle Cupolex 55

III.4: Conclusion 61

Liste des figures

CHAPITRE I : Aperçu générale sur les sols gonflant

Figure I-1: Couches tétraédriques et octaédriques **3**

Figure I-2: Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile **3**

Figure I-3 : Représentation schématique des deux types de couches octaédriques **4**

Figure I-4: Assemblages de couches tétraédriques et octaédriques : le feuillet argileux **4**

Figure I-5: Feuillet de la kaolinite **5**

Figure I-6: Feuillet de l'Illite **5**

Figure I-7: Feuillet de la Smectite **6**

Figure I-8: Feuillet de la Chlorite **6**

Figure I-9: Groupes d'argiles **6**

Figure I-10: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles **7**

Figure I-11: Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation **9**

Figure I-12: Mécanisme de gonflement **13**

Figure I-13: Formes de Dégâts Sur des Bâtiments Reposant Sur des Terrains Gonflants **14**

Figure I-14: Formes et Directions de Fissuration, (Mouroux et al, 1988) **15**

Figure I-15: Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant **15**

CHAPITRE II : Solutions appliquées aux sols

Figure II-1: Evolution des caractéristiques de l'optimum Proctor suite au chaulage du sol **21**

Figure II-2: Mise en place de la chaux par malaxage **25**

Figure II-3: utilisation de la chaux en coulis **26**

Figure II-4: Principe d'exécution des colonnes **27**

Figure II-5: Différents types de matériels **27**

Figure II-6: Pénétromètre spécial **27**

Figure II-7: Stabilisation au ciment **28**

CHAPITRE III: Solutions appliquées aux structures

Figure III-1: Schéma des dispositions constructives **34**

Figure III-2: Indice de plasticité effectif (Pi) ou Pi moyenne dans les 15 meilleurs pieds du sol sous la dalle **36**

Figure III-3: Semelles superficielles sur remblai **36**

Figure III-4: Semelles superficielles sur remblai partiel + vide sanitaire **37**

Figure III-5: Fondation profonde (puits ou pieux) **37**

Figure III.6 : Exemples de fractures de construction provenant de gonflement et le retrait des sols de fondantion **39**

Figure III.7 : Exemples de fractures de l'ascenseur en forme de plat sur des sols de fondation 39
Figure III-8: Détail puits foré 44
Figure III-9: Distribution de la charge à partir du soulèvement des sols 45
Figure III-10: Rendement à court terme typique d'une fondation peu profonde sue un dépôt profond de sous-sol gonflant 46
Figure III-11: Rendement à long terme typique d'une fondation construit sur un dépôt profond de sous-sol gonflant, avec effet de la croissance des arbres 46
Figure III-12: Fondations dans un sol argileux sujet au retrait 47
Figure III-13: Emplacement du vérin dans l'infrastructure 47
Figure III-14: Vérin mécanique équipé d'une rotule 47
Figure III-15: Aménagement architectural en CUE et CNUE (plans RDC et 1er étage) 48
Figure III-16: Poussée sur pieu encré dans un sol expansif 49
Figure III-17: Micro-pieu et chemisage 49
Figure III-18: Micro-pieu double chemisé 49
Figure III-19: Micro pieu mis en place 49
Figure III-20 : Fondation sur une couche non expansive 51
Figure III-20 : Détails des articulations intérieures pour la dalle 51
Figure III-22: Murs de sous-sol avec dalle 52
Figure III.23: Dalle classique typique des barres d'armature avec un espacement des parois de 11 à 12 pieds 54
Figure III-24: Dalle post-tendue 54
Figure III-25: Vue d'assemblage du Cupolex et Béton stop 55
Figure III-26: Forme de dalle Cupolex 56
Figure III-27: Principe et Phénomène de fonctionnement de la dalle Cupolex 56
Figure III-28: Surface de contact de la dalle classique avec le sol support 56
Figure III-29: Surface de contact de la dalle Cupolex avec le sol support 56
Figure III-30: Phasage d'exécution de la dalle Cupolex 58
Figure III-31: Structure de la dalle Cupolex 59
Figure III-32 : Structure de la dalle nervurée à partir du Cupolex et pontex 60
Figure III-33: Structure de la dalle nervurée 60
Figure III-34: System de ventilation des dalles Cupolex 61

Liste des tableaux

CHAPITRE 1 : APERÇU GENERALE SUR LES SOLS GONFLANT

Tableau I-1: Caractéristiques des argiles **7**

Tableau I-2 : Classement des sites en fonction du soulèvement total **11**

CHAPITRE II : SOLUTIONS APPLIQUEES AUX SOLS

Tableau II-1 : avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées **31**

CHAPITRE III : SOLUTIONS APPLIQUEES AUX STRUCTURES

Tableau III-1 : système de fondation **38**

Tableau III-2 : Systèmes de superstructure **40**

Tableau III-3 classifications des pieux **41**

Tableau III-4 décrit les applications détaillées des fondations des puits forés **43**

Tableau III-5 Défaut à des puits forés **45**

INTRODUCTION GENERAL

Introduction General

En Génie Civil, Un sol est constitué par un agrégat naturel de grains minéraux pouvant être séparés par des actions mécaniques légères (trituration ou agitation sous l'eau...).

Le sol est un matériau meuble, poreux, non homogène situé à proximité de la surface de la terre. On distinguera les sols des roches qui peuvent être définies comme des agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes.

Les grains solides proviennent de l'altération de la roche mère. Ces grains ont des dimensions supérieures à 2μ. Les particules les plus fines ($d < 2\ \mu$) sont issues d'une désagrégation mécanique de la roche mère puis, après dissolution sous l'action de l'eau, sont le résultat d'une altération chimique.

Le sol constitue le matériau de base utilisé en génie civil. Il sert de :

- ***Support pour les ouvrages*** : toutes les structures réalisées transmettent leurs charges au sol de fondation par l'intermédiaire de fondations superficielles ou profondes.
- ***Matériau de construction*** : exploité en carrières ou dragué en rivière, il entre dans la fabrication des bétons (granulats), est utilisé pour la fondation des chaussées, la réalisation de barrages, de digues, de remblais, etc...

L'argile est un sol d'assise pour un grand nombre de constructions. Certaines familles d'argiles présentent la caractéristique d'être gonflante ou rétractable

Le phénomène de retrait-gonflement des argiles, bien que non dangereux pour l'homme, engendre chaque année des dégâts considérables aux bâtiments.

Le but de cette recherche à pour trouver une solution structurel aux problèmes dû sol gonflant en proposant une nouvelle forme ou développé du système de fondation traditionnel.

La présente mémoire est composée en quatre (3) chapitres.

Le **premier** chapitre est l'objet d'une recherche bibliographique sur sol gonflant. Cette dernière permet de voir un aperçu général ***sur les sols gonflant*** et de connaitre les méthodes d'identification, la classification et les facteurs affectant le gonflement, une recherche sur le ***phénomène du gonflement*** et de retrait et explique leur impact sur les équipements (bâtiments et routes),

Dans le **second** chapitre le recensement de solutions appliquées aux sols a montré quelque méthode de stabilisation du sol de site et examen analytique de chaque technique est présenté.

Dans le **troisième** chapitre le recensement de solutions existantes appliquées ***aux structures et*** décrites sur les précautions qui permettent de limiter les effets du gonflement des sols à prendre avant, pendant et après l'achèvement des bâtiments, ainsi que pour expliquer le type de fondations approprié pour ce type des sols

CHAPITRE I :
APERÇU GENERALE SUR LES SOLS GONFLANT

I.12 : Introduction

Les sols gonflants posent des problèmes aux constructions sur tous les continents. Pour ces sols, les variations de volume sont liées à la présence de particules argileuses.

Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays de climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste. Les études sur le gonflement ne devraient pas être séparées de celles sur le retrait

Dans un premier temps, comme les matériaux "gonflants" les plus fréquemment rencontrés sont les argiles, un rappel sur la minéralogie des argiles est d'abord effectué afin de mettre en évidence quelle est la composition des différentes familles d'argile, leur stabilité et leur affinité avec l'eau qui est à l'origine du gonflement.

Ensuite, on s'attachera à développer les différents mécanismes de gonflement qui peuvent se développer au niveau microscopique et à mettre en évidence les facteurs influant sur le gonflement. On évoquera aussi une autre forme de gonflement d'origine uniquement chimique pour l'anhydrite.

I.13 : Nature des sols gonflants

Les particules argileuses sont un mélange de particules élémentaires de nature, dimensions, forme et propriétés de surface différentes.

Le mot «particules élémentaires» désigne les produits de l'altération physique ou chimique de roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou des combinaisons amorphes. Les particules élémentaires peuvent être subdivisées en minéraux différents : kaolinite, illite, montmorillonite, beidellite, micas, biotite, muscovite, chlorite, etc.

Les propriétés de gonflement des sols argileux dépendent fortement, de leur composition minéralogique, des pourcentages des différents minéraux ou des types de minéraux dominants, et de leur caractère dispersé. La structure du réseau cristallin des minéraux et leur capacité d'échange ionique joue également un rôle important.

Les réseaux cristallins des minéraux argileux sont constitués de deux éléments structurels principaux, des silicates et des aluminates. **(Houssine Ejjaaouani 2008)**

I.14 : Formation des argiles

Les argiles entre dans la famille de roches sédimentaire. Ils sont les produits de décomposition des roches siliceuses, par désagrégation physique et mécanique, puis par altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fine. Les

conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles

Les roches argileuses sont présentes presque partout à la surface de la planète, mais leurs propriétés et leur composition diffèrent selon les conditions dans lesquelles elles se sont formées. L'altération de diverses roches, de part les temps géologiques, sont à l'origine des différentes argiles.

L'argile brute contient généralement des particules élémentaires dont le diamètre des grains est inférieur à 2 micromètre (<2µm) qui représente les individus cristallins (phase minérale pure) appelés minéraux argileux responsable de ses propriétés tel que le gonflement, la plasticité et les propriétés d'adsorption. Mais dans les sols, ces particules élémentaires sont en général liées entre elles par des ciments de nature très diverse (carbonates, composés organiques, composés minéraux amorphes ou oxydes et hydroxyde de fer et d'aluminium, quartz feldspaths) au sein d'agrégat de tailles beaucoup plus grandes

I.15 : Minéralogie des argiles

Les minéraux argileux regroupent tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosillicates. Les minéraux argileux ont une structure ionique telle qu'ils interagissent fortement avec les molécules polaires de l'eau. Une particule d'argile est formée d'un empilement de feuillets élémentaires constitués par l'association de deux unités structurales de base :

- **Unité structurale tétraédrique**

L'unité structurale tétraédrique est formée d'un tétraèdre au sommet duquel quatre ions d'oxygène (O^{2-}) enserrent un ion de silicium (Si^{4+}) équidistant de chacun d'eux. Ce tétraèdre est matérialisé par la présence d'une cavité comprise entre trois sphères en contact, d'une couche hexagonale d'oxygène, et une sphère de la couche contiguë d'oxygène. (Harrat Mohamad - 2007) (Figure I-1 .a).

- **Unité structurale octaédrique**

L'unité structurale octaédrique est formée d'un octaèdre au centre duquel un ion d'aluminium (Al^{3+}) ou de magnésium (Mg^{2+}) est équidistant aux six hydroxydes (OH^-) aux sommets. Ces octaèdres se combinent pour former des couches planes dites couches octaédriques et la liaison avec la couche tétraédrique se fait au niveau des oxygènes. (Harrat Mohamad - 2007) (Figure I-1.b).

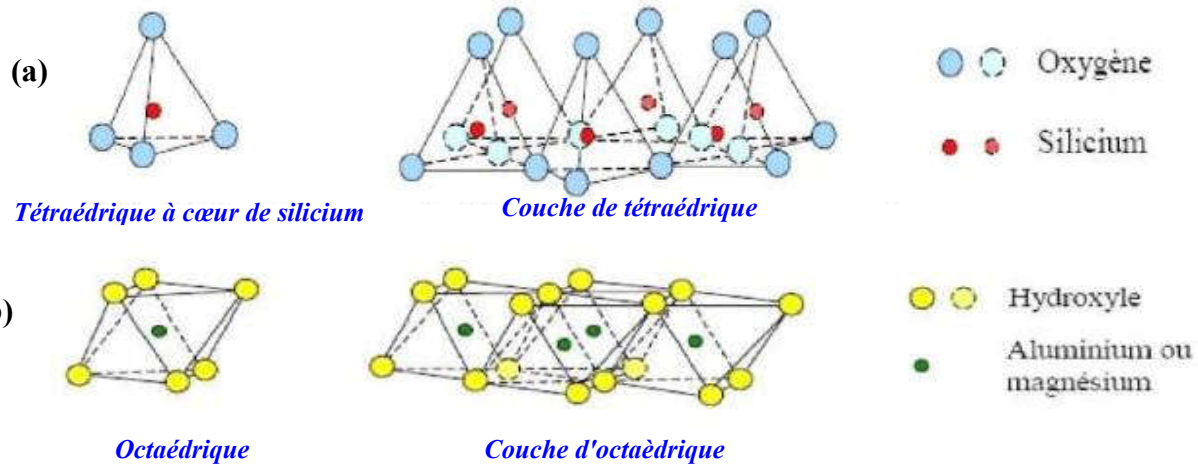


Figure I-1: Couches tétraédriques et octaédriques (Ferrah 2006)

La représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile est donnée par l'organigramme suivant (**Figure I-2**.) :

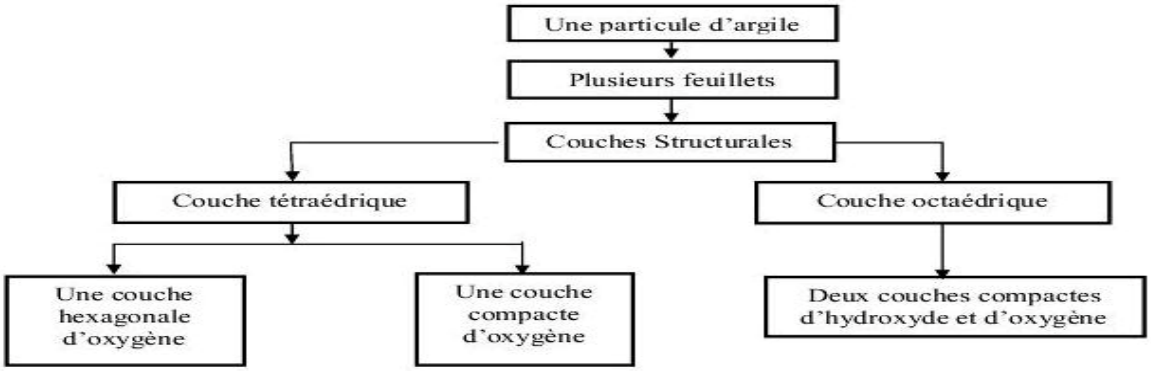


Figure I-2: Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile, (Harrat Mohamad - 2007)

I.16 : Structure moléculaire microscopique des argiles

Le feuillet élémentaire idéal se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent la structure rigide du feuillet élémentaire ; des liaisons moins fortes mais essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

- ✓ Les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals qui sont des liaisons faibles ;
- ✓ Les liaisons hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles ;
- ✓ Les substitutions isomorphes qui consistent dans le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence. Ce dernier phénomène crée des déficits de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets

(remplacement d'un ion Si^{4+} par un ion Al^{3+} dans la couche tétraédrique de silice, d'un ion Al^{3+} par un Mg^{2+} dans la couche octaédrique d'aluminium ...). Les particules acquièrentainsi une charge négative et peuvent adsorber de façon réversible des cations et des dipôlesd'eau pour atteindre l'électroneutralité. La capacité d'échange ionique (C.E.C.) permet de mesurer la charge positive nécessaire pour arriver à l'électroneutralité (milliéquivalents/100 g d'argile sèche). **(DJAANI –BENMANSOUR 2011)**

Les particules sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces, qui se distinguent par les défauts liés aux substitutions isomorphes au moment de la formation.

L'arrangement des particules des terrains argileux, qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend beaucoup du milieu de déposition (notamment de sa salinité). Les trois types d'argile les plus couramment rencontrés sont la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. Nous les décrivons dans la suite avant de préciser les différents mécanismes de gonflement.

Ces couches tétraédriques ou octaédriques sont donc formées par la superposition de plans d'oxygènes délimitant des cavités de forme tétraédrique ou octaédrique. La stabilité du feuillet est assurée par la présence de cations à l'intérieur de ces cavités. Dans la couche tétraédrique, le cation dominant est Si^{4+} mais de fréquentes substitutions ont lieu avec Al^{3+} et, plus rarement, avec Fe^{3+}. Les sites octaédriques, quant à eux, sont généralement occupés par les cations Al^{3+}, éventuellement substitué par Fe^{2+} et surtout Mg^{2+}, pour les couches de type dioctaédrique et Mg^{2+} pour les couches trioctaédriques (Figure I- 3)

Des couches tétraédriques (T) et des couches octaédriques (O) forment des feuillets, séparés les uns des autres par des espaces interfoliaires pouvant contenir des molécules d'eau et des ions (figures 1- 4). L'ensemble d'un feuillet et d'un espace interfoliaire est une unité structurale. Ces unités s'agencent alors entre elles pour former des particules argileuses. La liaison entre une couche tétraédrique et une couche octaédrique se fait par l'intermédiaire du quatrième oxygène de la silice tétraédrique, qui appartient aussi à un octaèdre du feuillet octaédrique

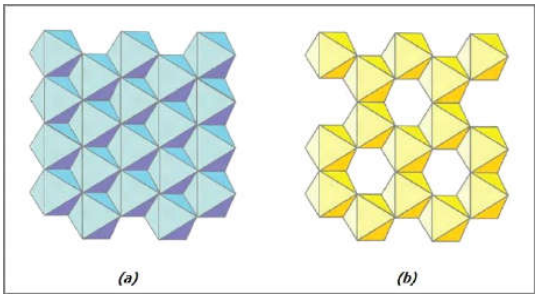


Figure I-3 : *Représentation schématique des deux types de couches octaédriques : (a) = trioctaédrique ; (b) = dioctaédrique.*
EL HACHMI Abdelhadi (2013)

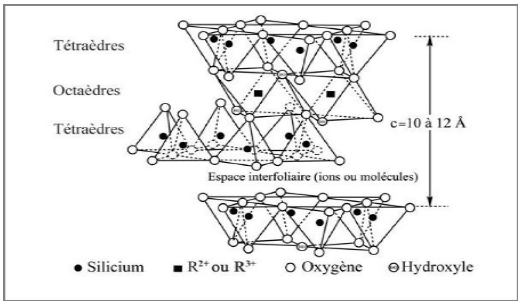


Figure I- 4: *Assemblages de couches tétraédriques et octaédriques : le feuillet argileux*
EL HACHMI Abdelhadi (2013)

La juxtaposition, en plan, des édifices tétraédriques ou octaédriques forment ce qu'est dénommé couche ou feuillet. Le nombre de couches pouvant s'assembler, la distance entre celles-ci et la nature chimique des éléments constitutifs sont les principaux facteurs caractéristiques d'une argile par rapport à une autre ou d'une famille d'argile par rapport à une autre. Nous en distinguons ainsi plusieurs groupes **(Zenkhri-2009)**

a) Groupe de la Kaolinite : $(Si_4 O_{10})\ Al_4\ (OH)_8$

Les argiles pouvant être groupées dans la famille de la kaolinite se sont formé dans des milieux bien drainés, ayant un pH acide, et en climat tropical ou subtropical. La structure interne de leurs particules est un empilement de plusieurs feuillets. L'épaisseur de chaque feuillet est approximativement de 7A°. Ces feuillets sont composés d'une couche de silice et d'une couche d'alumine superposée l'une à l'autre au biais des ions hydrogènes (Figure I- 5). La structure minéralogique de la kaolinite, en particulier la distance entre les feuillets, ne permet pas aux molécules d'eaux de s'y introduire. Le gonflement des argiles Kaolinitiques est, de ce fait, impossible. **(Zenkhri-2009)**

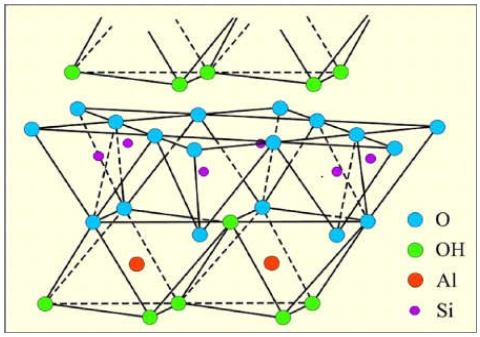


Figure I- 5 : Feuillet de la **kaolinite**
EL HACHMI Abdelhadi (2013)

b) Groupe des Illites : $(K, H_2O)_2\ Si_8\ (Al, Fe, Mg)_{4,6}\ O_{20}\ (OH)_4$

Le feuillet élémentaire de l'illite est composé d'une couche octaédrique d'alumine comprise entre deux couches tétraédriques surtout siliceuses. L'ensemble des trois couches est dénommé empilement. Chez les illites, l'épaisseur totale de chaque empilement est d'environ 10A° (Figure I-6). En présence d'eau, les ions aluminium (Al^{3+}) peuvent être remplacés par ceux du magnésium (Mg^{2+}) ou du fer (Fe^{2+}). De même, les ions silicium (Si^{2+}) peuvent être remplacés par ceux de l'aluminium (Al^{3+}). Le déficit de charge qui en résulte peut induire un affaiblissement des liaisons entre feuillets. Les distances entre ceux-ci deviennent, donc, un peu plus grand par rapport à l'état original. Cependant, ces distances sont en mesure de maintenir les feuillets liés les uns aux autres (Wakim, 2005). **(Zenkhri-2009)**

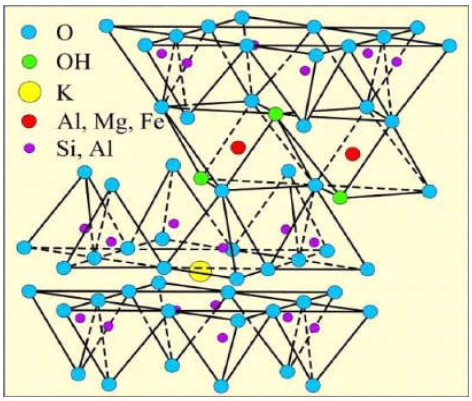


Figure I-6: Feuillet de l'**Illite**
EL HACHMI Abdelhadi (2013)

c) Groupe des Smectites : $(OH)_4\ Si_8\ (Al^{3+}_{10/3}, Mg_{2/3})\ O_{20}, nH_2O$

La structure des smectites est similaire à celle des illites, sauf que l'empilement des feuillets élémentaires est composé de feuillets renversés. L'empilement met en contact deux couches d'oxygène appartenant au tétraèdre de silice, rendant ainsi la liaison interfoliaire faible. La distance interfoliaire est, à l'origine, de 14A°. Elle peut s'élargir pour atteindre 18A°. Les liaisons entre les

feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites et des illites. La structure minéralogique des smectites offre de grands espaces interfoliaires. De ce faite, l'inclusion de molécules d'eau ou de matières organiques et cations est favorisée (Figure.1-7). Le potentiel de gonflement de ce type d'argile est, par conséquent, élevé (Wakim, 2005). **(Zenkhri-2009)**

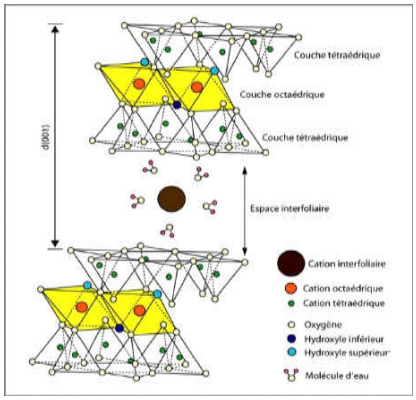


Figure I-7 : Feuillet de la **Smectite**
EL HACHMI Abdelhadi (2013)

d) Groupe des Chlorites : $(OH)_4\ (Si\ Al)_8\ (Mg, Fe)_6\ O_{20}$

Les chlorites sont des argiles de composition semblable à celle des smectite. L'espace interfoliaire contient une couche composée de magnésium (Mg^{2+}) et d'ions hydrogène (OH^-). L'Aluminium (Al^{3+}) est remplacé localement par le fer (Fe^{2+}), La liaison interfoliaire est, de ce fait, affaiblie, ce qui permet une infiltration d'eau (Figure.1-8). Les chlorites existent parfois souvent dans les roches magmatiques. Elles sont également rencontrées dans les roches sédimentaires. Les argiles contenant un pourcentage de chlorite supérieur à 15% peuvent être sujet de gonflement (Verdel, 1993). **(Zenkhri-2009)**

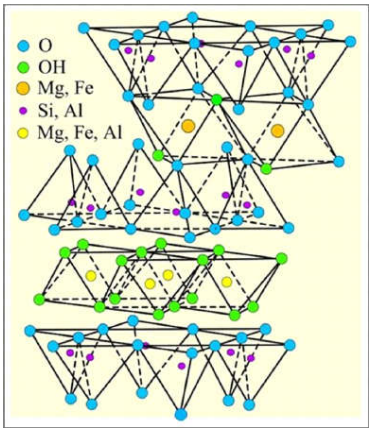


Figure I-8 : Feuillet de la **Chlorite**
EL HACHMI Abdelhadi (2013)

e) Groupe des micas :

Dans le groupe des micas, l'empilement des feuillets élémentaires est similaire à celui des chlorites et des smectites. L'épaisseur interfoliaire est de 10A°. Cependant, le quart des cations (Si^{4-}) est remplacé par des cations aluminium (Al^{3+}). Le déficit de charge de liaison est compensé par des ions potassium (K^+). Selon Kormi (2003), le potentiel de gonflement des micas est inférieur à celui des smectites.

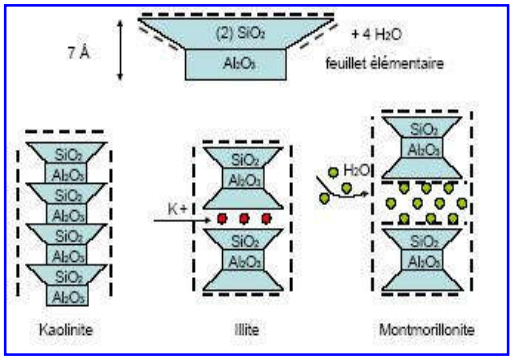
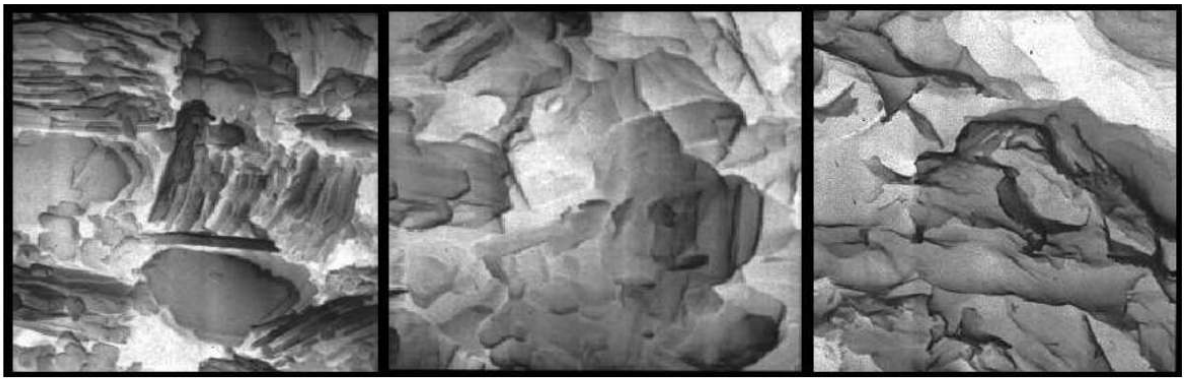


Figure I-9: Groupes d'argiles

Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le Tableau I-1 La Figure I-10 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage.

Tableau I-1: Caractéristiques des argiles (Ferrah 2006)

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (µm)	Epaisseur d'une particule (µm)	Surface Spécifique en m2/g	C.E.C. en meq/100g
Kaolinite	1:1	100-200	0,1-4	1-10	10 -20	3- 15
Illite	2:1	1-10	0,1-1	0,003-0,01	65-100	10-40
Montmorillonite (smectite)	2:1	1	0,1	0,001	700-840	80-150
Chlorite	2:1:1	1	0,1	0,005	800	10-40



Kaolinite **Illite** **Montmorillonite**

Figure I-10: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles, (DJAANI M, BENMANSOUR S F (2011))

f) : Les inter-stratifiés

Il existe bien entendu des minéraux inter-stratifiés, formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de deux types différents. Lorsque l'un des feuillets est de type smectite, le comportement peut s'avérer gonflant. C'est le cas de la corrensite, la tosudite, la kaolinite montmorillonite, la saponite-chlorite, la montmorillonite-mica, l'illite-montmorillonite.

Le rappel de ces quelques données permet de souligner la complexité de la minéralogie des argiles et de mettre en évidence le caractère original des smectites. **(Ferrah 2006)**

I.17 : Phénomène du retrait - gonflement

Les phénomènes de retrait-gonflement de certains sols argileux induisent des tassements différentiels à cause de la variation de la teneur en eaux aux sols qui se manifestent par des désordres affectant principalement le bâti individuel.

I.18 : Mécanisme du gonflement

Le gonflement représente l'extension des doubles couches entourant les particules argileuses. Les principaux facteurs régissant le gonflement des argiles peuvent être classés en deux catégories, les facteurs mécaniques et les facteurs physico-chimiques (Seed et al 1961; Mitchell, 1973).

I.7.6 : Composantes mécaniques du gonflement

Dans la masse du sol gonflant, sous l'action d'un chargement, certaines particules se trouvent déformées selon deux chemins de déformations :

- La compression volumétrique des particules solides, souvent négligeables.
- La courbure des particules a un effet sur le changement de volume souvent appréciable.

L'approche mécanique du gonflement est analogue à l'extension mécanique et est reliée à l'énergie emmagasinée dans la structure solide (Terzaghi, 1941), dans cette approche l'imbibition par l'eau est attribuée à un gradient hydrostatique induisant un écoulement de l'eau à travers l'échantillon, ce qui provoque une diminution de la succion matricielle et par conséquent un déchargement de la masse du sol.

I.7.7 : Composantes physico-chimiques du gonflement

L'approche physico-chimique est basée sur la théorie de la double couche de Gouy-Chapman, 1910, cette approche tient compte des forces inter particulaires qui sont fonction :

- Des forces électriques
- De la texture de la surface des particules.
- De la composition du fluide interstitiel.

Les effets physico-chimiques sont fonctions des propriétés d'hydratation et de l'absorption des cations. En effet, les particules d'argiles ont une texture de surface qui permet une forte liaison à l'eau Cette affinité à l'eau est responsable du gonflement du sol.

De plus, la surface des particules argileuses possède une charge négative non compensée afin d'assurer une neutralité électrique des charges, les cations sont attirés vers la surface de ces particules, ce qui va conduire à une concentration en cation dans la couche adsorbée (au voisinage des particules) qui est supérieure à celle de l'eau libre du sol. Cette différence dans la concentration ionique conduit à l'apparition d'une succion osmotique, engendrant un écoulement de l'eau de la zone de faible concentration vers la zone à forte concentration. Les cations et les molécules d'eau prennent place entre les particules d'argiles et provoquent l'expansion de la masse du sol.

I.7.8 : Types de gonflement

D'après Mouroux et al (1988) ont distingué deux types de gonflements, un gonflement intraparticulaire (interfoliaire) et un gonflement interparticulaire

L'amplitude de gonflement d'une argile dépend, entre autres, de la structure minéralogique et du type de solution hydratante. Au point de vue mécanisme d'expansion, deux types de gonflement sont distingués : le gonflement interparticulaire et le gonflement interfoliaire.

- **Gonflement interparticulaire:** Le gonflement interparticulaire peut se manifester dans toutes les familles d'argiles. C'est un processus de réaction entre l'eau ionisée et les groupes de feuillets argileux dénommés plaquettes. Lorsque les dipôles d'eau se fixent sur l'ensemble des surfaces des plaquettes, le gonflement se manifeste.

- **Gonflement interfoliaire:** La structure minéralogique de certaines argiles, telles que les smectites et quelques chlorites, permet l'admission de molécules d'eau entre les feuillets. En effet, leur distance interfoliaire est suffisamment grande pour permettre l'inclusion de molécules d'eau. Selon Didier (1972), l'eau pénètre entre les feuillets à l'intérieur des particules, et s'organise en couches monomoléculaires. Compte tenu de la grandeur des espaces interfoliaires, le gonflement s'y référent est nettement plus grand que celui interparticulaire. En fait, chaque distance interfoliaire est augmentée. La multitude des distances amplifie le résultat.

Figure I-11: Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation. (HARRAT Mohamed (2007))

I.7.9 : Définition des paramètres du gonflement

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficiles la caractérisation de phénomène de gonflement. Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée. Elle distingue trois notions : le potentiel de gonflement, la pression de gonflement et l'indice de gonflement. Ces

notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement.

Elles sont néanmoins très largement utilisées pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement.

- *le potentiel (ou taux) de gonflement* ε_g, correspond à la variation relative de volume (v/v_0 ou H/H_0 en %) d'une éprouvette soumise à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un œdomètre) lorsqu'elle est en contact avec de l'eau à la pression atmosphérique ;

- *la pression de gonflement* σg, qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant, $v = 0$); elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un chantillon à son volume initial après l'absorption d'eau (essai à gonflement libre) ; ces définitions de la pression de gonflement sont les plus utilisées mais elles ne sont pas les seules ;

- *l'indice de gonflement Cg*, qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe $e = f(\log \sigma)$ obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression *Cc*.

I.7.10 : Classement de Sites en Fonction des Soulèvements de la structure

Jennings et Evans (1962) proposent un classement des sites susceptibles au gonflement du sol selon les désordres constatés sur une bâtisse de référence : structure (R+0) en maçonnerie non renforcée (Tableau II-2)

Tableau I-2 : Classement des sites en fonction du soulèvement total **(Jennings et Evans, 1962)**

Groupe de Soulèvements	Soulèvement total (cm)	Etat de fissuration et de dommages (*)	Groupe de dommages	Niveau de qualité
1	0 à 0.5	Fissures d'ouverture 1 à 2 mm en nombre modéré pouvant être traitées facilement. Ces fissures sont rarement visibles à l'extérieur.	Négligeable à très faible	1 (élevé à très élevé)
2	0.5 à 1.5	Fissures d'ouverture 3 à 6 mm en nombre modéré ; fissure d'ouverture 0 à 2 mm en plus grand nombre. Quelques fissures devront être rejointoyées à l'extérieur pour assurer l'imperméabilisation. Portes et fenêtres pouvant coincer légèrement	Faible	2 (moyen)
3	1.5 à 5.0	Fissures d'ouverture 5 à 15 mm en faible nombre (jusqu'à 5) et les autres en plus grand nombre, surtout celles d'ouverture 0 à 2 mm. Rejointoyer les fissures à l'extérieur s'avère nécessaire. Portes et fenêtres restant coincée. Les canalisations peuvent se rompre. L'imperméabilisation est diminuée	Moyen	3 (faible)
4	5.0 à 10	Fissures d'ouverture 15 à 25 mm. D'autres fissures sont en plus grand nombre. Fenêtres et portes déformées. Les planchers penchent sensiblement. Les murs bougent sensiblement et peuvent tombent. Les poutres perdent de la portance. Les canalisations se rompirent	Fort	4(**) (très faible)
5	> 10	Dommages tels que (avec des fissures d'ouverture supérieure à 25 mm) la maison devient quasiment inhabitable, nécessitant de nombreuses réparations ou bien même une reconstruction. Les poutres perdent leurs portances. Les murs penchent beaucoup. Les fenêtres sont très déformées ou même rompues. Il y a danger d'instabilité	Très fort	5 (**) (nul)

(*) : L'ouverture des fissures n'est qu'un des facteurs permettant d'évaluer les dommages et ne doit pas être utilisée comme une mesure directe de ces derniers.
(**) : Ces niveaux de qualité sont donnés à titre indicatif.

I.19 : Définition du phénomène de retrait

Le phénomène de retrait est observé en période de déficit pluviométrique. Le matériau argileux présente la particularité de voir sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau. Une rétractation (phénomène de retrait) due au matériau, elle devra dur et cassant lorsqu'il est asséché (la teneur en eau diminue)

I.20 : Mécanisme de retrait

Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongée (Figure I.1). En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont

donc éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche.

La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent. (Hossein Nowamooz - 2007)

Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteur de prédisposition est lié à la nature du sol et à la géométrie des couches. La végétation voisine de la construction exerce un rôle aggravant. En effet, la présence d'arbres accentue l'ampleur du phénomène en augmentant l'épaisseur du sol asséché.

Les racines soutirent l'eau du sol, et peuvent s'étendre jusqu'à 1,5 fois la hauteur de l'arbre. Certains facteurs complémentaires interviennent : circulation d'eau, drains, fuite de réseaux, etc. Pour limiter l'effet de ces facteurs secondaires, le principe général sera de rechercher une atténuation des variations d'humidité.

Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se ré-humidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement par consolidation, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité.

Les sols gonflants compactés, en raison de leur très faible perméabilité, sont utilisés pour la construction de bassins de rétention ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. En effet, ces matériaux possèdent des propriétés qui répondent favorablement aux exigences posées par le problème d'enfouissement des déchets aussi bien en surface qu'en grande profondeur. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques. (Hossein Nowamooz - 2007)

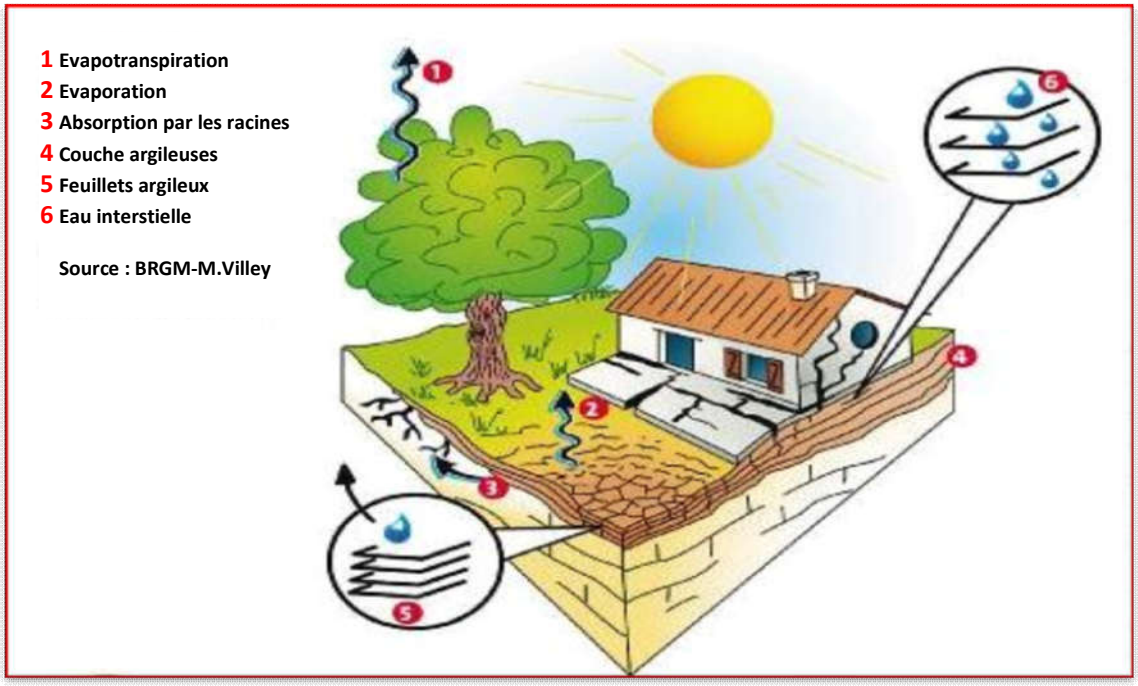


Figure I-12: Mécanisme de gonflement (BRGM-M.Villey)

Retrait gonflement sont deux mécanismes liés. Il arrive que leurs effet se composent (des fissures apparues en été se referment parfois en hiver), mais la variabilité des propriétés mécaniques des sols de fondation et l'hétérogénéité des structures (et des régimes des contraintes) font que le phénomène sont rarement complètement réversibles.

L'intensité de ces variations de volume, ainsi que la profondeur de terrain affectée par ce mouvement « retrait-gonflement » dépendent essentiellement :

- Des caractéristiques du sol (nature, géométrie, hétérogénéité)
- De l'épaisseur de sol concernée par la variation de teneurs en eau: plus la couche de sol concernée par ces variation et épaisse plus les mouvements en surfaces seront importants. L'amplitude des déformations s'amortit cependant assez rapidement avec la profondeur et on considère généralement qu'au-delà de 3 à 5 m, le phénomène s'atténue car les variations saisonnières de teneur en eau deviennent négligeables ;
- De l'intensité des facteurs climatiques (amplitude et surtout durée des périodes de déficit pluviométrique…) ;
- De facteur d'environnement tel que :
  - La végétation ;
  - La topographie (pente)
  - La présence d'eaux souterraines (nappe, sources…)
  - L'exposition (influence sur l'amplitude des phénomènes de vaporisation) BRGM /RP-51994 – FR Décembre 2002

I.21 : Conséquences du gonflement et du retrait

Les sols expansifs causent des dégâts aux structures civiles et aux chaussées. Les dégradations causées par le gonflement du sol sont plus spectaculaires que celles de tout autre risque naturel tel que le tremblement de terre et l'inondation (Jones et Holtz, 1973).

Les désordres causés par le gonflement du sol sont amplifiés lorsque l'expansion est différentielle. L'analyse pathologique des désordres occasionnés par le gonflement du sol atteste que ces derniers sont dus à la température, à l'humidité, à l'évaporation, au degré de saturation, à la distribution irrégulière de l'eau dans le sol et à l'hétérogénéité structurelle du sol (Nelson et al., 1992).

L'accumulation de l'humidité sous la structure est une conséquence directe de l'altération du régime d'évapotranspiration.

L'humidité est sensiblement plus élevée au centre de la structure comparativement à la périphérie. Ceci produit des sollicitations distinctives entre les deux parties (centre et périphérie) tel que montre la Figure I-13.

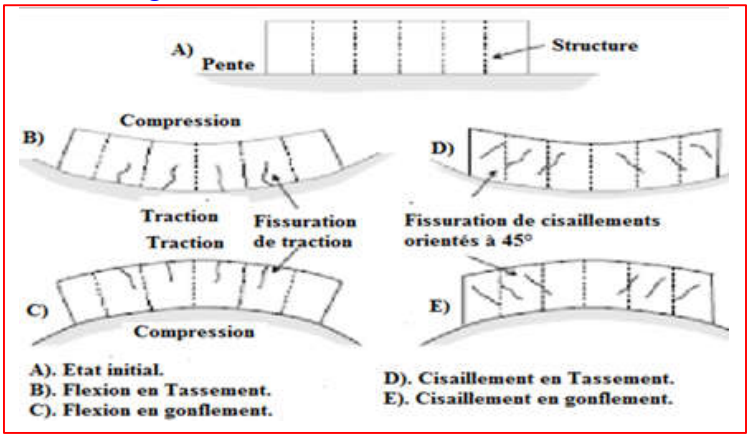


Figure I-13: Formes de Dégâts Sur des Bâtiments Reposant Sur des Terrains Gonflants, **(Mouroux et al, 1988)**

Les mouvements différentiels du terrain d'assis d'une construction se traduisent par l'apparition de désordres qui affectent l'ensemble du bâti et qui sont en générale les suivants :

Gros-œuvres :

- Fissuration des structures enterrés ou aériennes ;
- Déversement de structures fondées de manière hétérogène ;
- Dés encastrement des éléments de charpente ou de chainage ;
- Dislocation des cloisons.

Second-œuvres :

- Distorsion des ouvertures ;
- Décollement des éléments composites (carrelage, plâtre,…)
- Rupture de tuyauteries et canalisation

Aménagement extérieur :

- Fissuration des terrasses ;
- Décollement des bâtiments annexes, terrasses, perrons

La nature, l'intensité et la localisation de ces désordres dépendent de la structure de la construction, type de fondation réalisée et bien sûr de l'importance des mouvements différentiels de terrain subis. BRGM /RP-51994 – FR Décembre 2002

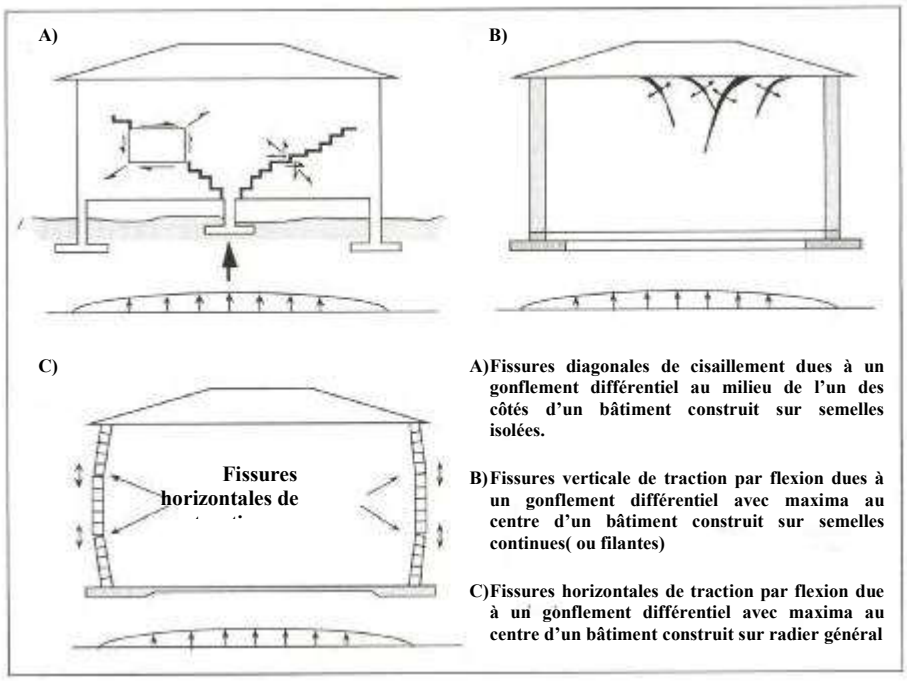


Figure I-14 : Formes et Directions de Fissuration, **(Mouroux et al, 1988)**

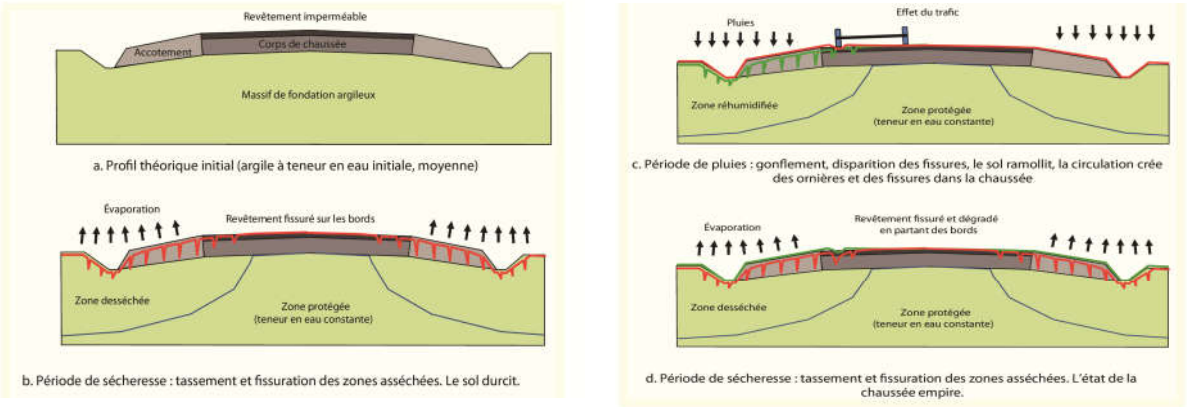


Figure I-15: Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant
(Jean-Pierre MAGNAN (2013) BLPC • n°280-281 • novembre 2013)

I.22 : Conclusion

S'agissant du gonflement des sols argileux, il apparait qu'on est devant un phénomène très complexe. Ce phénomène survient suite à l'interaction du matériau argileux avec l'eau, à différents stades entrainant la modification de plusieurs de leurs mécanismes physiques et chimiques.

Cette modification apparait surtout sur la structure et de la texture du matériau argileux, du fait du nouveau réarrangement des particules et de la compensation des vides.

Une bonne compréhension de la caractérisation d'un sol argileux déduit par les essais d'identification qui sont très utiles pour l'évaluation du potentiel de gonflement.

Les mouvements différentiels du sol expansif provoquent des déformations dangereuses des fondations, à l'apparition de multiples fissures dans la partie hors-sol des bâtiments et même à l'impossibilité de les exploiter.

Les variations journalières et annuelles des températures exercent une forte influence sur l'efficacité des dispositifs de protection contre les précipitations atmosphériques.

L'humidification des sols soit par les précipitations atmosphériques, ou l'humidification depuis l'intérieur du massif, à cause de fuites dans les canalisations.

CHAPITRE II :
SOLUTIONS APPLIQUEES AUX SOLS

II.1: Introduction

Toute structure fondée sur sol gonflant sans prise en compte de la nature expansive de ce dernier, risque de subir des dégâts considérables. Dans un but de contribution à l'adaptation des structures sur sols gonflants, les règles ci-dessous sont à considérer. La mise en œuvre de celles-ci est nécessaire vis-à-vis de l'objectif de constructibilité, sans pour autant prétendre à leur suffisance.

Les sols argileux se caractérisent essentiellement par une grande influence de la teneur en eau sur leur comportement mécanique

Par suite une modification de leur teneur en eau, les terrains superficiels argileux varient de volume : retrait lors d'une période d'assèchement, gonflement lorsqu'il y a apport d'eau. Cette variation de volume est accompagnée d'une modification des caractéristiques mécanique de ces sols.

Ces variations sont donc essentiellement gouvernées par les conditions météorologiques, mais une modification de l'équilibre hydrique établi (imperméabilisation, drainage, concentration de rejet d'eau pluviale….) ou une conception des fondations du bâtiment inadaptée à ces terrains sensibles peut tous à fait jouer un rôle pathogène. ***(BRGM/RP-51994-FR- décembre 2002)***

Il est donc fondamental de savoir identifier avant construction la présence éventuelle d'argile gonflante au droit de la parcelle, afin de prendre en compte ce paramètre lors de la mise en œuvre du projet, donc il faut faire des études géotechniques du terrain. Les règles à respecter concernent la réalisation des fondations et aussi l'environnement immédiat du projet et en particulier la maîtrise de la teneur en eau dans le sol à proximité immédiate des fondations.

II.2: Intervention au niveau de sol

L'intervention au niveau du sol dans le but de rendre ce dernier moins gonflant et stable il se fait par deux(02) méthodes et dépendent surtout de l'intensité du gonflement:

A) Décapage de la couche de sol expansif, si de faible épaisseur.

B)Traitement des sols est souvent opéré pour :

- Augmenter leur résistance,
- Réduire ou augmenter leur perméabilité
- Diminuer leur compressibilité.
- Minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau

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

- La stabilisation mécanique.
- La stabilisation thermique.
- La stabilisation chimique (par additifs).
-

II.3: Diversité des techniques de stabilisation des sols gonflants

Les techniques de stabilisation des sols expansifs sont issues de procédés mécaniques, physiques, chimiques ou thermiques. Ces procédés sont plus ou moins pratiques, efficaces, durables et coûteux les uns par rapport aux autres.

Une technique adéquate à tous les sols expansifs n'étant pas possible, il importe de faire un choix judicieux de la technique s'adoptant le mieux au cas échéant. Celle-ci devra dépendre et être relativement sensible :

- des caractéristiques géotechniques du sol; en particulier le potentiel de gonflement de celui-ci. Plus explicitement, des grandeurs quantifiant la nature géologique du terrain (structure minéralogique, type d'argile, stratification, épaisseur de la couche gonflante), et des grandeurs physiques et mécaniques (densité, saturation, porosité, compressibilité, perméabilité). Ce type d'information contribue au choix d'une solution par apport à une autre.
- des conditions climatiques du site (précipitations, vent, humidité, évaporation,…) . Les conditions climatiques sont reconnues affectant sensiblement l'expansivité du sol.
- des matériaux de substitution ou de traitement du sol. En effet, les quantités de matériaux nécessaires, leurs mises en œuvres, leurs rapports coûts/délais / qualité sont, tout aussi bien, des paramètres clés dans le choix de la solution à adopter.
- à l'importance du projet, à sa conception architecturale, et à son mode de fonctionnement. Les petites constructions, (à usage d'habitation par exemple) peuvent admettre un niveau de qualité inférieur. Le cas des structures stratégiques ou industrielles est bien plus exigeant.
- à la durabilité et coût de la solution envisagée. Dans le reste du présent chapitre, quelques techniques considérées comme contributions en faveur de solutions de construction sur sols gonflants sont présentées.

II.4: Stabilisation mécanique

La stabilisation mécanique d'un sol gonflant à pour but de procéder de modification des caractéristiques physiques du sol de façon à réduire le comportement expansif de celui-ci. Parmi les techniques de traitements mécaniques existe la technique de drainage, préhumidification, la substitution et le préchargement.

II.4.1. *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, tapis de la cote de la nappe (Livet).

II.4.2. · *Application de fortes pressions :*

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. IL s'agit de pression de gonflement réelle, c'est-à-dire correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais de sols non gonflants (Mouroux.1969). C'est une solution à déconseiller.

II.4.3. *Compactage :*

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal. Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau (W_{OPN}) permettant l'obtention de la densité sèche du sol la plus élevée (ρ_{OPN}) sont utilisées lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier. **(Nicolas Cabane - 2004)**

La granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité. Le comportement du sol dépend de la teneur en argile**. (Nicolas Cabane - 2004)**

Dawson recommande de compacter les argiles à des densités minimales et Seed (1961) 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.4.4. *Préhumidification*

La technique de préhumidification du sol est une ancienne technique de stabilisation basée sur le principe disent que l'augmentation de la teneur en eau provoque un gonflement (Mouroux et al., 1988). Ce dernier est comptabilisé comme étant diminué du soulèvement global disponible. De ce fait, si théoriquement, une haute teneur en eau est maintenue dans le sol, il n'y aura plus de soulèvement de la structure. La mise en œuvre de cette technique est plutôt recommandée en fin de la saison pluviale. La teneur en eau est ensuite maintenue par arrosage artificiel. La réalisation de la construction ne commence qu'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**. (Zenkhri 2009)**

Cette technique est destinée pour les structures légères généralement fondées sur radier général. Elle est utilisée pour la stabilisation du sol sur une profondeur d'environ 1.2m. Selon Chen (1988), le sol ne peut être considéré totalement stabilisé qu'après 10 ans de préhumidification. Ceci car la couche de sol sous-jacente à celle préhumidifiée absorbe continuellement de l'eau.**(Zenkhri 2009)**

II.4.5. *Substitution*

C'est la suppression de la couche du sol gonflant et remplacé par un sol non expansif. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste excaver Jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sable ou un autre sol non gonflant. 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.

L'Expérience montre que 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. Selon Chen (1988), l'eau descendante à partir de la surface n'atteinte gère le sol gonflant. Dans le cas limite, si un gonflement est occasionné, il est consommé dans les pores du sol remblai. Ce dernier devrait donc être suffisamment fin pour éviter les infiltrations descendantes et suffisamment graveleux pour encaisser les éventuels gonflements. Une alternative possible a égard à cette situation est de réaliser le remblai en couches de plus en plus granulaires dans le sens descendant.

Généralement, les couches de sol expansif sont entièrement à enlever. Dans le cas échéant, la couche à substituer est déterminée selon les critères technico-économiques du projet. Selon Chen (1988), la profondeur recommandée est estimée de 1m à 1.3m. **(Zenkhri 2009)**

II.5: Stabilisation chimique

La stabilisation chimique permet de rendre le sol insensible à l'eau d'une façon irréversible et de lui conférer des propriétés mécaniques convenables. Cette opération renchérit le coût de l'utilisation du sol.

Le principe d'utilisation de la stabilisation chimique d'un sol expansif consiste à « geler » l'expansion du sol. Le squelette solide est maintenu, aux points de contacts entre les grains, par des liants appropriés. A échelle microscopique, c'est un renforcement des liaisons chimiques pouvant exister. Les techniques courantes de stabilisation d'un sol gonflant sont celles utilisant la chaux ou un ciment. L'adéquation et l'efficacité d'une quelconque stabilisation chimique peut être justifiée à l'échelle de l'expérimentation. Mouroux et al., 1988 et Nelson et al., 1992 rapportent que la mise en œuvre d'un traitement chimique en subsurface, à échelle du site au soin des difficultés d'ordre pratique, est l'un des paramètres les plus délicats à satisfaire.

La stabilisation chimique d'un sol quelconque exige la connaissance de la minéralogie et texture de celui-ci afin de pouvoir choisir les produits convenables aux objectifs du traitement. La composition chimique du produit de stabilisation dépendra étroitement de celle du sol concerné. Parmi les techniques de stabilisation les plus réputées peuvent être citées celles dites par liant et par sels. **(Zenkhri 2009)**

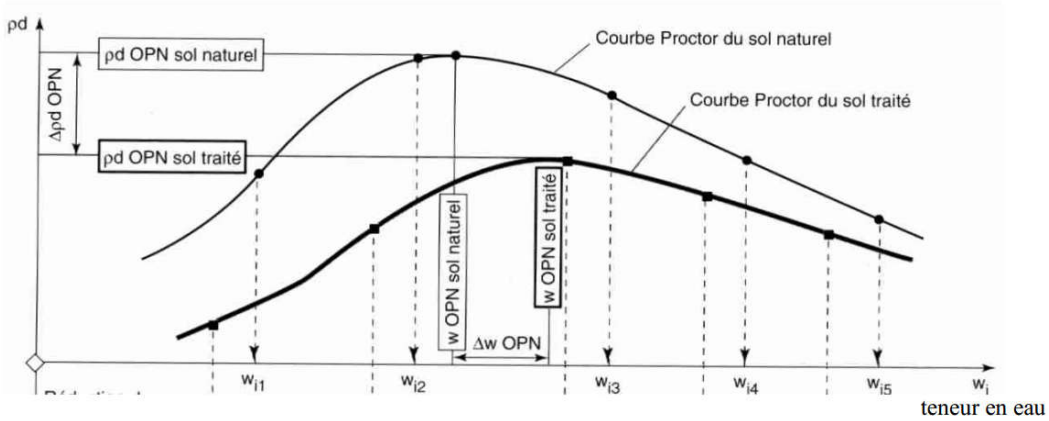


Figure II-1: Evolution des caractéristiques de l'optimum Proctor suite au chaulage du sol **(Nicolas Cabane - 2004)**

II.5.1. Stabilisation par Liants

La stabilisation par liant est une technique au principe d'agglomération des particules solides du sol. C'est, vraisemblablement, un collage des particules de sol les unes aux autres. Les liants reposant sur ce principe sont répertoriés en deux groupes :

- **Les liants hydrauliques** comprennent la chaux, le ciment, la cendre volante et la pouzzolane.
- **Les liants organiques** comportent le goudron, le bitume, les résines naturelles et les polymères.

II.5.1.1. Liants hydrauliques

Les liants hydrauliques sont définis comme étant des minéraux qui réagissent en présence de l'eau. En présence d'eau, les réactions de liaison s'amorcent. C'est le gâchage. Au séchage, ces liants se solidifient. La réaction se termine plus ou moins rapidement et complètement à mesure de présence d'eau (Bakkouche et al., 2002).

A) 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.

Dans un sol expansif, l'ajout de 2% à 8% de chaux diminue visiblement le potentiel de gonflement de celui-ci. De par l'affinité à l'eau de la chaux, une grande part d'eau existante dans le sol peut être absorbée par celle-ci, ce qui contribue largement à la réduction du potentiel de gonflement. Par ailleurs, des travaux effectués sur le compactage des sols attestent que le poids volumique à l'optimum Proctor est souvent augmenté lorsqu'une faible quantité de chaux est ajoutée (Bekkouche et al., 2002).

Sachant qu'il y a deux types de chaux, vive et éteinte, le choix s'effectue en basant sur les essais de laboratoire, les essais de chantier et sur le prix de revient. Généralement, c'est la chaux vive qui est préférée car elle fournit plus d'ions de Ca^{2+}, elle donne un produit plus dense et un abaissement de la teneur en eau important.

Il est clair que c'est la phase argileuse du sol qui réagit avec la chaux. La qualité du résultat dépend des engins utilisés dans le traitement. L'expérience a montré que suite à un traitement, certaines modifications se produisent sur les caractéristiques du sol :

- ✓ Diminution de la teneur en eau du mélange de 0.6% à 0.8% pour 1% de chaux.

Additivement à l'échange de cations Na^+ et K^+ par Ca^{2+} et la floculation des particules argileuses provoquée par les forces électriques, les limites de consistance changent**. (Ferrah 2006)**

L'ajout de chaux, en réduisant la plasticité des sols par une augmentation immédiate de la limite de plasticité et une diminution de la limite de liquidité, produit des structures maniables et faciles à compacter. La quantité optimale pour avoir ces changements est appelée point de fixation de la chaux. Au-delà de ce point, des processus de formation de divers ciments se produisent augmentant la résistance du sol.

De nombreuses études ont montré que la stabilisation des sols argileux par la chaux transforme ces derniers en sols fermes et améliore leur résistance, leur perméabilité et stabilise leurs volumes après gonflement et retrait. Les mécanismes responsables de ces changements se résument selon un grand nombre d'auteurs à :

A.1) Réaction sol-chaux

D'après Nelson et al. (1992), l'interaction entre le sol et la chaux dépend, entre autres, du pH du sol, de la quantité de carbone organique contenu dans le sol, des mouvements d'infiltration, et de la teneur du sol en calcaire, en gypse et en ammonium (NH^{4+}).

Les types de réactions pouvant se produire sont : l'échange cationique, la floculation, la carbonatation et la réaction pouzzolanique. **(Zenkhri 2009)**

1) Échange cationique

L'adduction de la chaux à un sol argileux incite à des réactions chimiques parmi lesquelles les ions de calcium (Ca^{2+}) de la chaux tendent à remplacer les ions de sodium (Na^+) ou de potassium (K^+) existant dans le sol. Ce remplacement cationique résulte en une

réduction de la valence des particules argileuses, et donc, du potentiel de gonflement de celui-ci (Bekkouche et al., 2002). **(Zenkhri 2009)**

2) Floculation

L'ajout de chaux à des grains fins d'argiles cause une floculation et une agglomération des particules. Ce phénomène a comme résultat un changement apparent dans la texture, les petits grains se regroupent pour former d'autres grains de grande taille. Donc, la floculation d'argile augmente la grosseur effective des grains et joue un rôle important dans la stabilisation et de sa perméabilité. **(Ferrah 2006)**

D'après Al-Rawi (1981) la perméabilité des sols floculés est supérieure à celle avant floculation. Ceci car les particules sont regroupées en agrégats plus volumineux, ce qui se traduit théoriquement par une plus grande porosité **(Zenkhri 2009)**

3) Carbonatation

Le contact de la chaux avec l'air peut permettre des réactions avec le dioxyde de carbone (CO_2). Les produits de réaction, tels que les carbonates de calcium ($CaCO_3$) et les magnésites ($MgCO_3$), sont reconnus par leurs pouvoirs de cimentation. La carbonatation de la chaux réduit, quelque peu, l'amplitude de réaction effective de la chaux avec le sol ou l'eau contenue dans le sol. C'est la raison pour laquelle la chaux devra être protégée de l'air libre avant d'être mise en œuvre dans le sol. De même, la mise en œuvre devra être dans un temps réduit. **(Zenkhri 2009)**

Généralement, on essaie de réduire ce phénomène par compactage du sol traité après une petite durée de malaxage. Des études ont montré que cette réaction est probablement plus nuisible qu'utile dans la stabilisation du sol. **(Ferrah 2006)**

4) Réaction pouzzolanique

La réaction dite pouzzolanique se produit entre la silice (SiO_2) et/ou l'alumine (Al_2O_3) du sol et la chaux pour former certains types d'agents de cimentation ou de solidification. Ces réactions dépendent des propriétés du sol :

- Teneur en argile,
- Minéralogie de l'argile,
- pH du sol,
- Teneur en matières organiques
- Mouvements de l'eau dans le sol (Nelson et al., 1992).

Le résultat de ces réactions donne la part la plus importante dans l'augmentation de la résistance du mélange sol-chaux et les propriétés acquises par le sol peuvent durer des années.

Ce phénomène est la cause principale qui assure la bonne stabilisation du mélange sol-chaux.

La cimentation des particules de sol se traduit, bien sur, en la stabilisation du mélange. La durée des réactions pouzzolaniques peut être réduite si 4% à 6% de chlorure de sodium (NaCl) est ajouté. Le poids volumique sec du sol (γd) ainsi traité est, par la même occasion, augmenté (Nelson et al., 1992).

De ce fait, le traitement d'un sol expansif à la chaux doit faire objet d'une analyse de faisabilité et de mise en œuvre soigneusement menée. Compte tenu de la rapidité de prise du ciment comparativement à la chaux, un mélange approprié de cette dernière par un ciment résistant aux sulfates permet d'accélérer la stabilisation du sol (Chen, 1988).

Lorsque la chaux est introduite à un sol, elle peut réagir non seulement avec l'eau, mais aussi avec les autres constituants du sol. Le processus de réaction de la chaux (vive ou éteinte) avec le sol dépend de la composition chimique du sol, du pourcentage de chaux ajoutée, de la température et de la durée de réaction. Selon Thompson (1968), ce processus de réaction influera sur la fermeté du sol, la résistance de celui-ci et sa stabilité. Belle (1988) remarque que les montmorillonites réagissent avec la chaux de façon plus rapide que les kaolinites et les illites.

A.2) Utilisation de la chaux

La stabilisation par chaux est le résultat de deux processus de réaction.

Le premier est l'échange des cations K^+ et Na^+ par Ca^{2+} fournis par la chaux et/ou l'absorption des cations Ca^{2+}. Cette réaction cause la floculation des particules d'argile (Chen, 1988).

Le second est pouzzolanique. Les réactions pouzzolaniques commencent après la mise en place du traitement. Mateo (1961) rapporte que, fort probablement, les minéraux de quartz sont ceux qui prennent parts à cette réaction. Selon le même chercheur, la réaction pouzzolanique produit des silicates et aluminates de calcium. Ces produits de réaction augmentent la résistance du sol à la compression.

A.3) Mise en œuvre de la chaux dans le sol

La plusieurs méthode utilise dans le traitement sol gonflement par la chaux, la technique de malaxage sur site, la méthode par injection et le procédé de colonnes de chaux.

1) Malaxage sur place

Le procédé d'ajout de la chaux par malaxage avec le sol (Figure II-2) est faisable pour des profondeurs de traitement inférieur à 50cm. La mise en œuvre est réalisée en période où le sol est sec ou peu humide. Le malaxage peut s'effectuer avec répétition pour améliorer le résultat. L'eau peut être introduite au fur et à mesure du malaxage si un compactage spécifique est requis. De même, l'utilisation de l'eau permet de stabiliser la chaux malaxée contre les vents après mise en place. Selon Bekkouche et al., (2002), les coulis de chaux sont, aussi, possibles à mettre en œuvre.

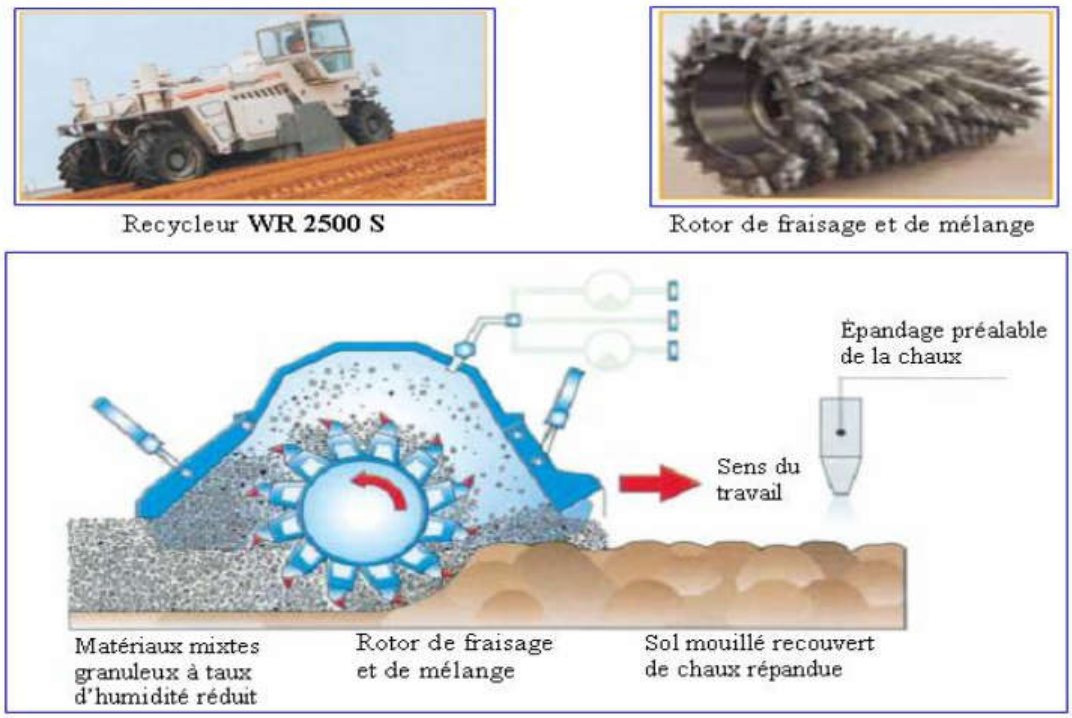


Figure II-2 : Mise en place de la chaux par malaxage

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment ou au liant hydraulique routier (LHR) est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques, écologiques et environnementaux.

- **Avantages techniques**

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique permet la réalisation en remblais et en couches de forme, d'une couche traitée homogène, durable et stable, présentant des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. En outre, cette technique assure une bonne répartition des charges sur le support, grâce à la rigidité de la nouvelle structure.

Cette technique assure un bon comportement par temps chaud sans déformation, ni orniérage et un bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel, grâce à la rigidité du matériau et à l'effet de dalle induit. Enfin, le traitement des sols en place est une technique possédant une facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation.

- **Avantages économiques**

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique est une technique de traitement à froid, donc utilisant peu d'énergie. La réutilisation des matériaux en place est un facteur d'économie important puisqu'il réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et le coût de leur transport.

L'absence de transport de granulats ou des déblais en décharge contribue à la préservation du réseau routier situé au voisinage du chantier. Enfin, le traitement des sols en

place est une technique très économique, notamment du fait de la durée plus courte des travaux par rapport à une solution avec décaissement.

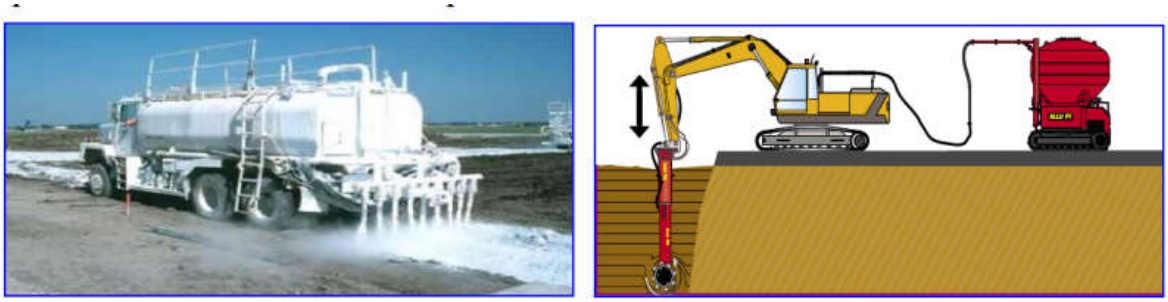
- **Avantages écologiques et environnementaux**

Le travail à froid réduit sensiblement la pollution et le rejet de vapeurs nocives dans l'atmosphère. En outre, cette technique permet une importante économie d'énergie globale, par la réduction des matériaux à transporter, des matériaux à mettre en décharge et donc une diminution des impacts indirects, des gênes à l'usager et aux riverains et une réduction de la fatigue du réseau routier adjacent au chantier.

La réutilisation des matériaux en place limite l'exploitation des gisements de granulats (carrières, ballastières), ressources naturelles non renouvelables. Ce qui contribue à préserver l'environnement. **(Routes N°89 - Septembre 2004)**

2) Technique d'injection

Le procédé de traitement par injection (Figure II-3) est utilisable en surface (cas a) ou en profondeur si le terrain est suffisamment meuble (cas b). L'injection en profondeur est souvent utilisée pour réduire la déformabilité du sous-sol.



a). Arrosage de chaux en liquide par camions-citernes

b). Soufflé de chaux en poudre dans un sol meuble

Figure II-3 : utilisation de la chaux en coulis (NEDJAHI A.(**2015**))

3) Colonnes de chaux

La réalisation de colonnes de chaux dans le sol vise l'objectif d'absorber l'humidité pouvant atteindre le sous sol. La mise en œuvre des colonnes de chaux est similaire à tout autre procédé de réalisation de pieux forés. Les diamètres des colonnes de chaux sont de l'ordre de 25 cm à 50 cm. Leurs profondeurs peuvent atteindre 5m à 8m selon la fermeté des sols. Les espacements entre les axes des pieux réalisés sont variables selon l'humidité dans le sol.

La réalisation de chaque colonne peut s'effectuer en battant un cylindre métallique creux. Le sol contenu dans le moule métallique est en suite retiré pour être remplacé par de la chaux. A l'extraction du tube moule du sol, la chaux est mise directement en contact avec le sol. Elle commence à réagir si ce dernier lui permet l'humidité. Un dégagement de chaleur s'effectue à mesure que la chaux s'hydrate, ce qui permet de réduire l'humidité du sol par évapotranspiration.

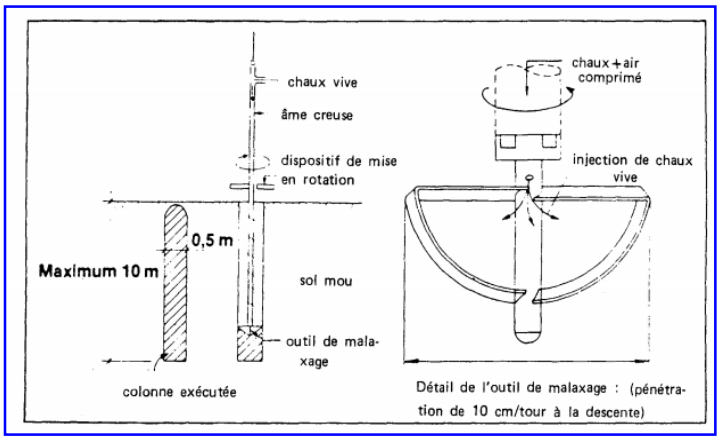


Figure II-4: Principe d'exécution des colonnes
DELFAUT Abel , et SOYEZ Bertrand

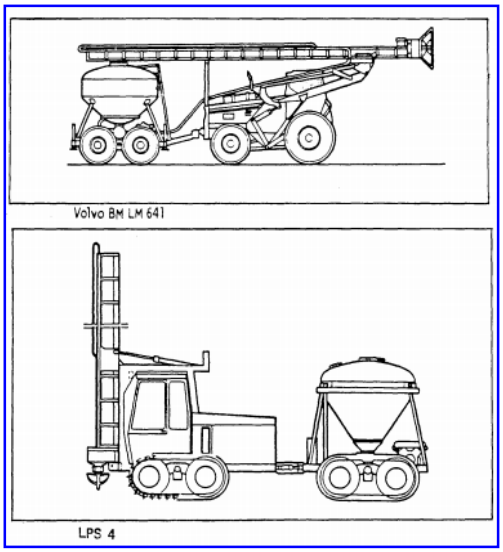


Figure II-5: Différents types de matériels
DELFAUT Abel , et SOYEZ Bertrand

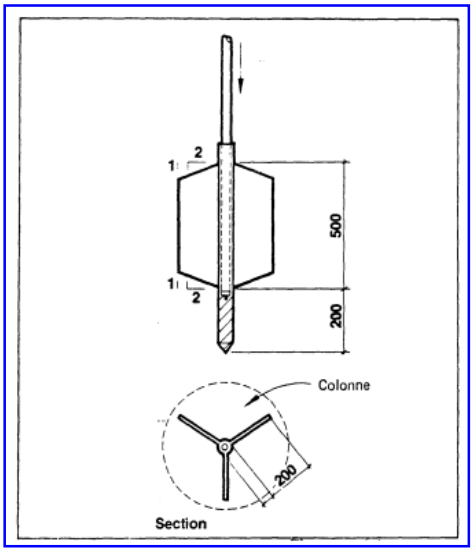


Figure II-6: Pénétromètre spécial
DELFAUT Abel , et SOYEZ Bertrand

B) Traitement aux ciments

Le ciment est un **liant hydraulique**, c'est-à-dire un matériau minéral finement moulu qui gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit à la suite de réactions et de processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau.

Le ciment agglomère fortement les matériaux inertes incorporés dans le mélange. Le ciment rigidifie mieux et plus rapidement les sols comparativement à la chaux.

Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel.

Les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel. On utilise des ciments de classe 45 qui sont les meilleurs marchés. Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter.

La stabilisation des sols gonflants par du ciment exige une analyse minéralogique du sol afin de choisir le type de ciment à utiliser. L'utilisation d'un ciment résistant aux sulfates est nécessaire si le sol contient du sulfate. Les techniques de mise en place du ciment sont quasiment les mêmes que celles relatives à la chaux.

Par ailleurs, le traitement des sols expansifs au ciment stabilise, non seulement, ces derniers mais augmente leur capacité portante. Ceci car le ciment rigidifie le squelette solide du sol. Cependant, à cause de la différence des prix unitaires, le coût global de traitement par ciment reste plus élevé comparativement à celui de la chaux.

C) Traitement mixte (chaux et ciment)

Dans le cas où le sol est humide (on préconise la chaux) et peu argileux (on préconise le ciment), on utilise d'abord la chaux à faible dose (0,5 à 2 %) et ensuite le ciment, ces liants ayant une action complémentaire. Le traitement préalable à la L'ajout du Ciment conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité

Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux. En préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolanique (stabilisation) sont désirées.

Figure II-7 : Stabilisation au ciment
NEDJAHI A R et DJOUDI .A (2015)

D) Traitement aux cendres volantes

Les cendres volantes sont une poudre très fine se composant de particules sphériques d'un diamètre inférieur à 50 micromètres. Elles sont l'une des pouzzolanes les plus couramment utilisées dans l'industrie de la construction. Les pouzzolanes sont des matières siliceuses et aluminosiliceuses capables de former des composés cimentaires lorsqu'ils sont mélangés à la chaux [hydroxyde de calcium - $Ca(OH)_2$] et à l'eau.

Les cendres volantes se composent, généralement, d'oxyde de calcium (CaO) et de silice (SiO_2). D'après Al-Rawas et al., (2006), ces composants interviennent essentiellement sur les gonflements interfoliaire et interparticulaires. Leur exploitation est similaire à celle du ciment dans le béton ou pour la stabilisation du sol. **(Zenkhri 2009)**

Les cendres volantes de type « self-cementing » sont une matière cimentaire hydraulique possédant des propriétés pouzzolaniques dont la teneur élevée en oxyde de calcium lui permet de durcir à la suite d'une réaction chimique avec l'eau. La réaction chimique qui se produit pendant le processus d'hydratation des cendres volantes de type « self-cementing » est semblable au processus d'hydratation du ciment Portland.

Voici quelques-unes des applications des cendres volantes de type «self-cementing » :

- atténuation des propriétés de contraction et de dilatation des sols en argile gonflante;
- recyclage de recouvrement en asphalte mélangé à chaud;
- remblais de structure;
- stabilisation des bases en granulats;
- stabilisation des sols;
- assèchement des sols.

L'étape suivante consiste à ajouter suffisamment de chaux permettant de favoriser les réactions pouzzolanique entre la chaux et les pouzzolanes disponibles dans les cendres volantes.

L'addition des cendres volantes à l'argile réduit considérablement sa perméabilité. Par conséquent. Tout dépendant du type de sol, l'addition de cendres volantes et de chaux peut donner de meilleurs résultats qu'avec la chaux seule (Davidson et al, 1962). Ainsi, un mélange de cendres volantes et de chaux semble avoir les propriétés d'un liant hydraulique, soit d'être capable de durcir non seulement dans l'air, mais également dans l'eau (Lav et al, 1997). Avec un bon dosage. L'addition des cendres volantes peut augmenter les propriétés mécaniques d'un sol notamment sa résistance au cisaillement (Davidson et al, 1962). (NEDJAHI A. RAOUF Et DJOUDI ABDELKRIM (2015))

En conséquence, grâce à leurs propriétés pouzzolanique, la chaux et les cendres volantes peuvent continuer a augmenter la résistance mécanique d'un sol pendant plusieurs années. II est important de noter que les cendres volantes peuvent se comporter différemment en raison de leur teneur en chaux. Par exemple, les cendres silico-alumineuses possèdent peu de chaux dans leur composition chimique et ne peuvent ainsi agir comme un liant hydraulique à elles seules. Elles ont toutefois les caractéristiques d'une pouzzolane qui les rapprochent des cendres volcaniques. II est donc nécessaire de leur ajouter de la chaux pour qu'elles fonctionnent.

Pour obtenir un vrai liant avec un mélange de cendres volantes et de chaux, il faut utiliser un ratio approprié. (NEDJAHI A. RAOUF Et DJOUDI ABDELKRIM (2015))

Mateos et Davidson (1962) proposent une combinaison chaux/cendre volante respectivement de :

- 3% / 6% à 10% / 25% pour les sols friables.
- 5% / 9% à 10% / 25% pour les sols argileux.

E) Traitement au Sels

L'application de la technique de la stabilisation des sols gonflants par les sels a pour but d'augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est, aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau. Les sels les plus utilisés sont le chlorure de sodium ($NaCl$) et le chlorure de calcium ($CaCl_2$). D'un degré moins fréquent, sont utilisés le chlorure de potassium (KCl), le sulfate de sodium (Na_2SO_4) et le sulfate d'ammonium ($(NH_4)_2SO_4$). Le choix du sel à mettre en œuvre dépend du type de sol résumé principalement en sa composante chimique. En fait, l'adduction des sels induits, d'une part, des mécanismes de succion et d'électro-osmose (échange cationique), et d'autres parts des réactions de substitution isomorphique à échelle interfoliaire. Le chlorure de sodium ($NaCl$) augmente la limite de retrait et la résistance au cisaillement des sols ayant une grande limite de liquidité (Nelson et al., 1992). Le chlorure de calcium ($CaCl_2$) affaiblit notablement le transfert d'humidité dans le sol, diminue le potentiel de gonflement de celui-ci et réduit l'effet du gel sur le sol. (Nelson et al., 1992)

Les techniques de traitement des sols gonflants par ajout de sels présentent l'avantage d'avoir des rendements assez appréciables du fait que c'est l'eau qui est le conducteur des charges électriques. A rappeler le risque de lessivage des sols traités aux sels si les conditions environnementales sont favorables.

II.5.1.2. Liants organiques

Ce sont des produits de type colle, c'est à dire des composés organiques susceptibles d'une bonne adhésion au squelette minéral. Il se trouve soit solides ou liquides visqueuses, translucides et insolubles dans l'eau On en distingue deux sortes :

- 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.

Le résultat est intermédiaire entre le collage thermoplastique des mono-composants et le scellement des liants hydrauliques, ce sont par exemple des polymères, des résines ou des dopes. Le mélange des liants organiques au sol résulte en une imperméabilisation et durcissement de celui-ci et une diminution de l'absorption de l'eau. L'injection des liants organiques est quasiment impossible compte tenu de la taille des molécules constitutives. L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradation sous des climats tropicaux

II.5.2. Stabilisation au Sable

La stabilisation au sable consiste à malaxer du sable au sol gonflant à pour but de réduire le potentiel de gonflement de ce dernier.

La diminution du potentiel de gonflement dépend du type de sol, la quantité du sable à additionné et le type de sable

Bengraa et al., (2005) concluent, sur la base d'analyses par ajout de sable à deux argiles de différentes plasticités, que :

- Le sable de carrière est un bon réducteur des limites de consistance et du potentiel de gonflement du sol,
- Le potentiel de gonflement diminue d'autant plus que le taux de sable augmente et la granulométrie de celui-ci est grossière,
- La pression de gonflement est réduite pour cause de l'inertie des particules de sable par rapport aux fines argileuses,
- L'apport de sable augmente la porosité du mélange.

Tableau II-1 : avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées **(Ferrah Ferrah 2006)**

Techniques	Procédés	Avantages	Inconvénients
Stabilisation mécanique	Compactage	• Le compactage est le plus économique • Réduire le potentiel expansif	Il faut une grande quantité d'eau. (compacter au-dessus de l'optimum avec une w_n élevée)
	Substitution		• L'épaisseur de la couche. • Disponibilité du matériau
	Pré-humidification		• Le temps de l'opération. • La distribution uniforme de w_n
Amélioration par congélation	Circulation d'un fluide froid (azote liquide) dans des tubes	Lorsqu'aucune solution n'est possible	• La réalisée le plus rapidement possible. • Il faut tenir compte de la déstabilisation du massif de sol au dégel.
Stabilisation thermique	Augmenter la température	Réduire la répulsion électrique entre les particules.	Très coûteuse.
Stabilisation chimique (Par ajout de matériaux)	Les sels	• Augmenter la concentration ionique de l'eau libre. • Réduire le phénomène d'échange	Le choix d'un type, de dosage et de la méthode d'addition d'un produit. (Valence et rayon du cation).
	Ciment	• Augmenter la résistance. • Diminuer la plasticité. • Réduire le potentiel de variation de volume. • Augmenter la limite de retrait	Utilisation d'un dosage important
	La chaux	• Diminuer la plasticité, la densité sèche • et la pression du gonflement. • Augmenter la résistance et w_{opt}. • Utilisation d'un faible dosage	Carbonatation de la chaux

II.6: **Conclusion**

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Quelques exemples sont cités concernant l'utilisation de produits chimiques servant à la stabilisation des sols argileux.

Autour de cette idée que s'articule ce chapitre, a été consacré à l'étude bibliographique présentant l'état d'avancement de la recherche dans le domaine de la stabilisation des sols argileux.

Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

CHAPITRE III:
SOLUTIONS APPLIQUEES AUX STRUCTURES

III.1: Introduction

Les désordres occasionnés par les phénomènes de retrait-gonflement des argiles sont bien connus, et ceci tant au niveau national qu'au niveau international. Ces désordres correspondent à des fissurations des murs et des mouvements du dallage, entraînant des mises en compression des cloisons allant jusqu'à la ruine de celles-ci. De ces constatations, des dispositions constructives préventives simples s'imposent pour le bâti neuf.

Ces dispositions ne peuvent être correctement effectuées que sur la base d'une connaissance suffisante des caractéristiques du sol.

D'un point de vue géotechnique, la philosophie actuelle pour se prémunir contre ce phénomène consiste à prendre des dispositions avant construction au niveau du dimensionnement et de la conception des fondations sur les sols réputés gonflants. Le principe consiste à permettre à la structure de résister au mieux aux tassements différentiels qu'elle subi lors des cycles de gonflement-retrait du sol.

III.2: Mesures préventives

- Coulage des fondations immédiatement après ouverture des fouilles et en une seule fois. Les fouilles de fondations devront être remblayées par un sol étanche et inerte au gonflement. L'ancrage minimum des fondations est de 1 m
- Mise en place de feuilles de polyane autour des fondations périphériques en position inclinée pour protéger les fondations contre les eaux descendantes. La feuille de polyane peut être raccordée à une canalisation servant de drain.
- 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 sable ou gravier. Cette disposition est recommandée en protection des réseaux à eaux contre les ruptures et pour éviter les infiltrations des eaux vers le sous-sol.
- Choix de canalisations flexibles, de raccordements souples et de joints étanches.
- Etanchement du sous-sol par moyens appropriés. (Zenkhri-2009)
- Réalisation d'une sorte d'acrotère sur les murs extérieurs vers 1m du sol pour fin d'éviter l'arrivée d'eaux pluviales au raz des murs.
- Choix du type de fondation de sorte que le taux de soulèvement/tassement prédit de sols gonflants soit admissible à la structure.
- Fondations profondes ou semi-profondes suffisamment ancrées dans une couche stable.
- « Les fondations sur semelle doivent être suffisamment profondes pour s'affranchir de la zone superficielle où le sol est sensible à l'évaporation. A titre indicatif, on considère que cette profondeur d'ancrage, qui doit être au moins égale à celle imposée par la mise hors gel, 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 généralisé est préférable à un simple dallage sur terre-plein. Un radier généralisé, conçu et réalisé dans les règles de l'art, peut aussi constituer une bonne alternative à un approfondissement des fondations.

- Les fondations doivent être ancrées de manière homogène sur tout le pourtour du bâtiment (ceci vaut notamment pour les terrains en pente (où l'ancrage aval doit être au moins aussi important que l'ancrage amont) ou à sous-sol hétérogène. En particulier, les sous-sols partiels qui induisent des hétérogénéités d'ancrage sont à éviter à tout prix. Les sous-sols généralisés sont préférables aux partiels
- Rigidification de la structure dans l'objectif de la rendre résistante aux mouvements différentiels du sol. Ce type de solutions est concevable pour les structures massives et/ou à grande inertie.
- Deux éléments de construction accolés et fondés de manière différente doivent être désolidarisés et munis de joints de rupture sur toute leur hauteur tous les 10 m à 15 m pour permettre des mouvements différentiels et d'annuler la transmission des moments d'un élément à l'autre.
- Tout élément de nature à provoquer des variations saisonnières d'humidité du terrain (arbre, drain, pompage ou au contraire infiltration localisée d'eaux pluviales ou d'eaux usées) doit être le plus éloigné possible de la construction. On considère en particulier que l'influence d'un arbre s'étend jusqu'à une distance égale à au moins sa hauteur à maturité. A cet effet il faut éloigner tout arbre des bâtisses d'au moins 1,5 fois sa hauteur maximale.
- Sous la construction, le sol est à l'équilibre hydrique alors que tout autour il est soumis à évaporation saisonnière, ce qui tend à induire des différences de teneur en eau au droit des fondations. Pour l'éviter, il convient d'entourer la construction d'un dispositif, le plus large possible, sous forme de trottoir périphérique sur 2 m de largeur au minimum (Ce trottoir devra être relié de façon souple à la construction et équipé de rigoles de collecte d'eaux) ou de géomembrane enterrée, qui protège sa périphérie immédiate de l'évaporation.
- En cas de source de chaleur en sous-sol (chaudière notamment), les échanges thermiques à travers les parois doivent être limités par une isolation adaptée pour éviter d'aggraver la dessiccation du terrain en périphérie. (**BRGM/RP-54862-FR-** Octobre 2006)

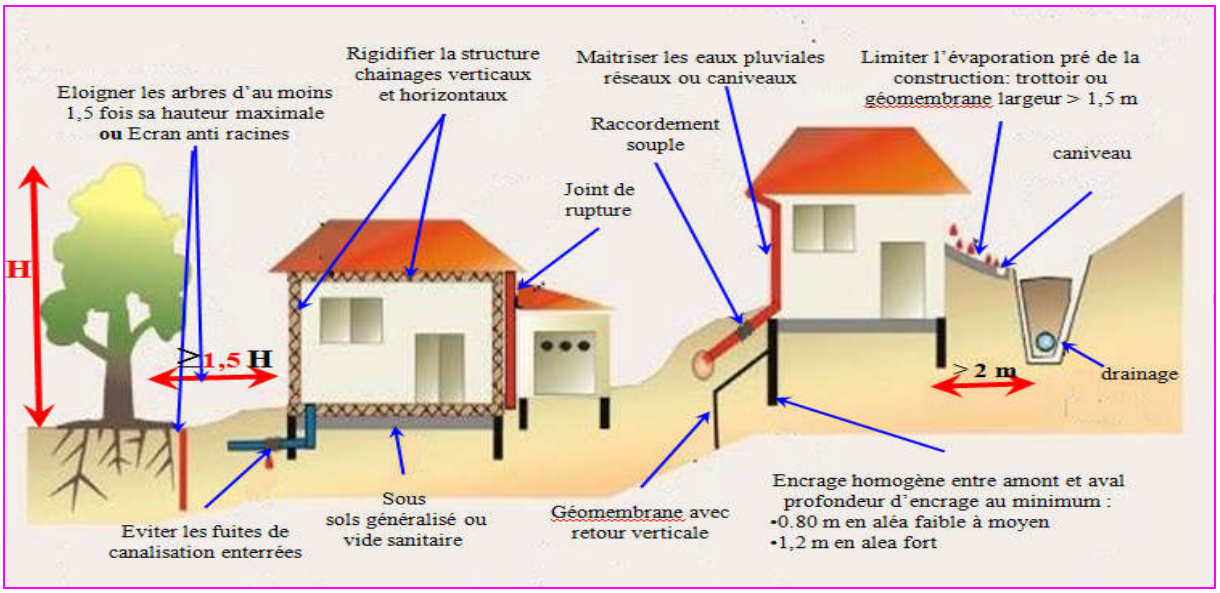


Figure III-1 : schéma des dispositions constructives (**BRGM/RP-54862-FR-** Octobre 2006)

III.3: Mesures constructives

III.3.1.Considération de base pour les fondations sur sol gonflant

A. Planification.

Le gonflement des sols de fondation expansive devrait être pris en compte lors de la phase de conception préliminaire et le niveau de fissuration structurale qui sera acceptable pour l'utilisateur devrait être déterminé en ce moment.

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

2) La fondation devrait être conçue et construite pour maintenir ou promouvoir l'humidité constante dans les sols de la fondation. Par exemple, la fondation devrait être construite après la saison des pluies si possible. Un drainage devrait être prévu pour éliminer les eaux étanches. Les fouilles doivent être protégées du séchage.

B. Capacité de support

Les pressions de chargement de la fondation devraient dépasser les pressions de gonflement du sol, si cela est pratique, mais devraient être suffisamment inférieurs à la capacité de support pour maintenir les déplacements de fondation dans des quantités tolérables. Les concepts théoriques actuels et les corrélations empiriques permettent des prédictions raisonnablement fiables de capacité ultime, mais pas de mouvement différentiel de la fondation. Les facteurs de sécurité (FS) sont donc appliqués à la capacité de palier ultime pour déterminer des charges de travail sûres ou admissibles compatibles avec les règlements tolérables. De plus amples détails sur la capacité portante sont présentés dans TM 5-818-1.

C. Systèmes de fondation.

Une fondation appropriée devrait contribuer économiquement à satisfaire les exigences fonctionnelles de la structure et à minimiser les mouvements différentiels des différentes parties de la structure qui pourraient causer des dommages. La fondation devrait être conçue pour transmettre pas plus que la distorsion maximale tolérable à la superstructure. La quantité de distorsion qui peut être tolérée dépend de la conception et du but de la structure. Le tableau III-1 illustre les systèmes de base pour différentes gammes d'indice différentiel de plasticité de déplacement ou d'efficacité (Pi) pour le bon choix de la fondation. La figure III-2 explique le terme Pi que l'utilisation de (ΔH) est préférée à Pi car ΔH est un indicateur plus fiable de l'élévation in situ. De plus, Pi n'est pas une base satisfaisante de la conception dans des situations telles qu'une couche de 5 pieds de sol hautement gonflant qui recouvre le sol, la roche ou le sable sans solvant. Les strates de sable perméables peuvent fournir un chemin d'écoulement d'humidité dans un sol gonflant voisin.

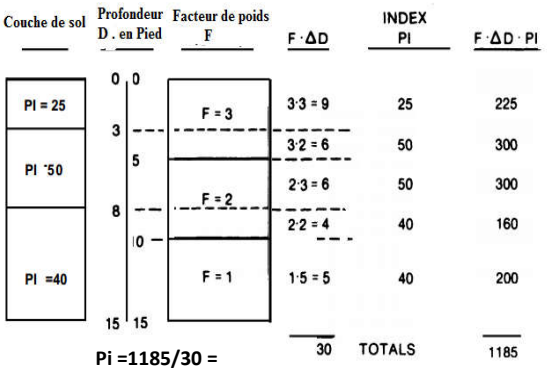


Figure III-2 : Indice de plasticité effectif (Pi) ou Pi moyenne dans les 15 meilleurs pieds du sol sous la dalle- **(TM 5-818-7)**

Hypothèses :

1- Le Pi dans le tiers supérieur et le troisième moyen est donné 3 et 2 fois plus de poids (facteur de poids F), respectivement, en un tiers inférieur pour déterminer Pi.

2- Un minimum de 15 Pi devrait être utilisé pour chaque couche avec Pi inférieure à 15.

3- Le Pi devrait être augmenté d'un facteur de pente Fs. Dans lequel log Fs = 0.01S; S = pourcentage de gradient dans la pente de la surface du sol.

C.1) **fondations simples ou continues peu profondes**.

Des fondations simples peu profonds ou filant sont souvent utilisés dans des zones de faible enflure dans le sol où les rapports de longueur de déflexion angulaire prédites / pied sont de l'ordre de 1/600 à 1/1000 ou de 0,5 pouce ou moins de mouvement.

Pour ce type de fondation Mouroux et al. (1988) proposent, sur la base de la classification de Jennings et al. (1962) présentée dans le Tableau I-2, les dispositions suivantes :

- ***Semelles superficielles sur remblai utilisé aux sols de la classe 1 et 2***, **(Figure III-3)**:

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

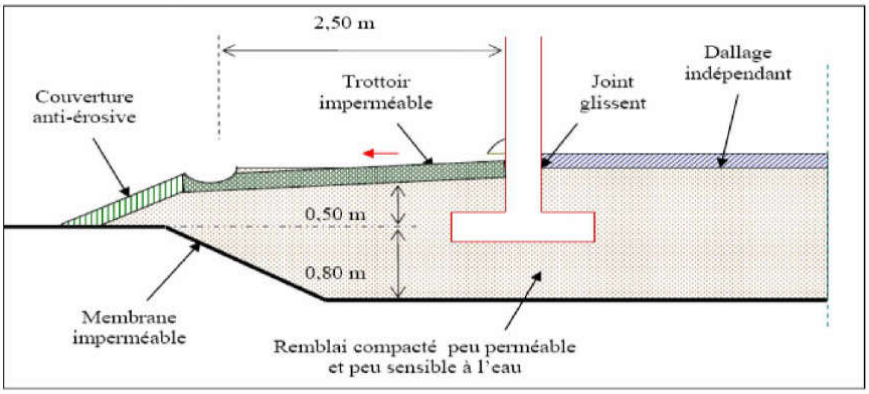


Figure III-3 : Semelles superficielles sur remblai **(Ferrah Ferrah 2006)**

- ***Semelles superficielles sur remblai partiel + vide sanitaire utilisé aux sols de la classe 3,* (Figure III-4):**
  1. Le remblai partiel situé sous la semelle devra être composé d'un sol permettant d'amortir le plus possible le gonflement.
  2. Une bonne imperméabilité du trottoir.
  3. Les semelles et la dalle portée sur vide sanitaire devront être particulièrement bien armées.
  4. La structure devra être flexible avec renforcement des angles.

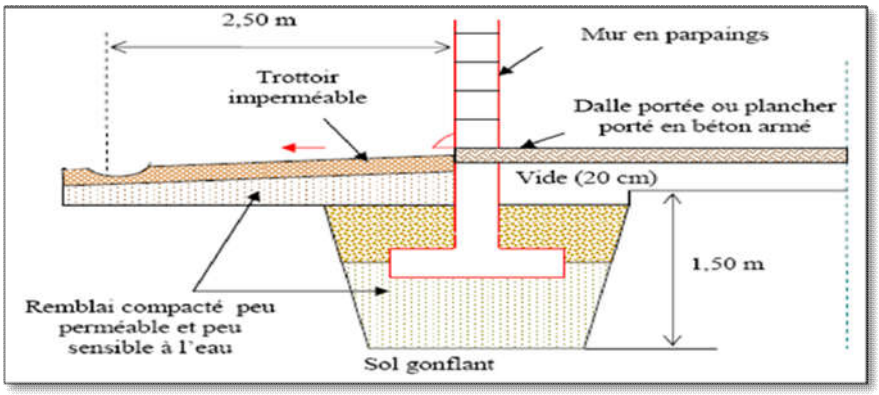


Figure III-4: Semelles superficielles sur remblai partiel + vide sanitaire **(Ferrah 2006)**

C.2) Dalles radier.

Les fondations rigides de type radier s'appliquent dans le gonflement des zones de sol où le mouvement différentiel prédit ΔH peut atteindre 4 pouces.

Les longrines de raidissement de ces dalles réduisent considérablement la distorsion différentielle. La gamme fournie dans le tableau III-1 pour les dimensions des longrines et les espacements des dalles raidies pour les structures lumineuses fournit normalement une conception adéquate.

C.3) Fondations profondes.

Un pieu ou une longrine sur une base de puits foré est applicable à une large gamme de conditions de sol. Cette fondation et tend à éliminer les effets de sol en poussant si bien conçus et construits.

Le type de superstructure et le mouvement différentiel du sol ne sont généralement pas limités avec des fondations profondes correctement conçues. Ces fondations devraient conduire à des rapports de déflexion / espacement de puits inférieurs à 1/600.

Mouroux et al. (1988) proposent, sur la base de la classification de Jennings et al. (1962) présentée dans le Tableau I-2, la disposition ci-dessous utilisé aux sols de la classe 3 et 4 dénommée

- ***Fondation profonde (puits ou pieux)* (Figure III-5):**

  1. Eviter l'adhérons entre terrain et fut des colonnes pour empêcher tout soulèvement par adhérence.
  2. Dégager impérativement les poutres longrines liant les têtes de puits ou de pieux par un vide inférieur d'une vingtaine de centimètres.
  3. Le plancher porté avec vide sanitaire.

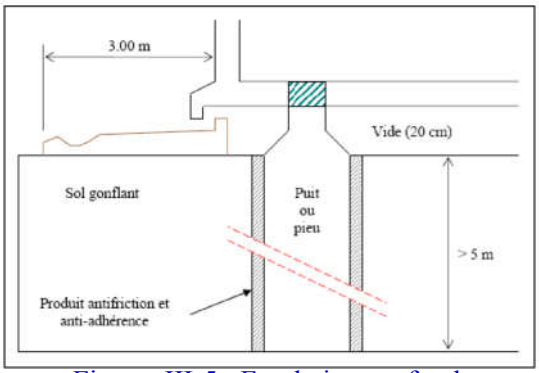


Figure III-5 : Fondation profonde (puits ou pieux) **(Ferrah 2006)**

Tableau III-1 : Système de fondation **(TM 5-818-7)**

<table>
<tr><th>Mouvement différentiel prévu (en inche)</th><th>Indice de plasticité effectif Pi</th><th>Système de fondation</th><th>Remarques</th></tr>
<tr><td>1/2</td><td>< 15</td><td>Isolé superficiel continu Filante</td><td>Bâtiments et résidences légèrement chargés</td></tr>
<tr><td rowspan="5"></td><td rowspan="5"></td><td rowspan="5">Renforcé et rigide mince béton</td><td>• Résidences et structures légèrement chargées; régler de 4 à 5-in.
• Dalle de béton armé avec poutres de raidissement;
• Espace libre maximum entre les longrines 400 ft2;
• Acier renforcé de 1/2 pour cent;
• Poutres de 10 à 12 in;
• Des longrines externes épaissies ou approfondies, et des étriers supplémentaires en acier ajoutés pour tolérer les forces supérieures du bord si nécessaire;
• Dimensions ajustées pour résister au chargement.
• Poutres placées sous les coins pour réduire la distorsion des dalles</td></tr>
<tr><td>Type de béton</td><td>Profondeur de structure, in.</td><td>Espacement de la structure, ft</td></tr>
<tr><td>1/2 to 1</td><td>15 to 25</td><td>Léger</td><td>16 to 20</td><td>20 to 15</td></tr>
<tr><td>1 to 2</td><td>26 to 40</td><td>Moyen</td><td>20 to 25</td><td>15 to 12</td></tr>
<tr><td>2 to 4</td><td>>41</td><td>Lourd</td><td>25 to 30</td><td>15 to 12</td></tr>
<tr><td>No limité</td><td></td><td>Épais, béton armé</td><td>Grandes structures lourdes; béton de 2 ft ou plus d'épaisseur.</td></tr>
<tr><td>No limité</td><td></td><td>Fondations profondes, pieu ou gaines</td><td>• Fondations pour toute structure légère ou lourde;
• Les longrines de qualité s'étendent entre des pieux ou des gaines de 6 à 12 in au-dessus du niveau du sol;
• Planchers suspendus ou dalles sur sol isolées de longrines et les murs.
• Les gaines en béton peuvent être sous revêtement ou droit, renforcés et mis en place avec un béton de 3000 psi de 6 po.
• Affaissement</td></tr>
</table>

D. Systèmes de superstructure.

La superstructure doit être flexible ou déformer de manière compatible avec la fondation de sorte que la structure continue d'exercer ses fonctions, contribue esthétiquement à l'environnement et ne requiert qu'une maintenance mineure. La construction de l'ossature, les planchers ouverts et les toits de treillis ont tendance à minimiser les dommages causés par les mouvements différentiels. Les parois de support de charge ont tendance à être plus sensibles aux dommages causés par le cisaillement que la construction de l'ossature relativement flexible.

Les poutres en bois des systèmes de toit en treillis fournissent des éléments de tension structurels et minimisent la poussée latérale sur les murs. Le tableau III-2 illustre la flexibilité relative fournie par les différents systèmes de superstructures.

D.1) Ratios angulaires de flexion / longueur tolérants.

La capacité d'une structure à tolérer la déformation dépend de la fragilité des matériaux de construction, du rapport de longueur à hauteur, de la rigidité relative de la structure en cisaillement et en flexion, et le mode de déformation soit en hauteur (en forme de dôme, fig III-6) (La figure III-7), la longueur de déflexion angulaire verticale (Δ/l) qui peut être tolérée varie donc considérablement d'une structure à l'autre. Le (Δ/l) est le déplacement différentiel Δ sur la longueur l entre les colonnes en tant que pieds ou environ deux fois le rapport Δ/L de la dalle. Seuls des conseils approximatifs de la gamme du rapport tolérable Δ/l peuvent être proposés, comme dans le tableau III-2 différents systèmes d'encadrement.

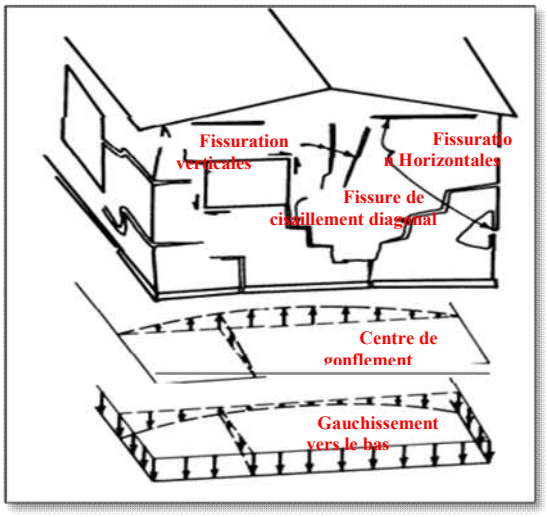


Figure III-6 : Exemples de fractures de construction provenant de gonflement et le retrait des sols de fondation **(TM 5-818-7)**

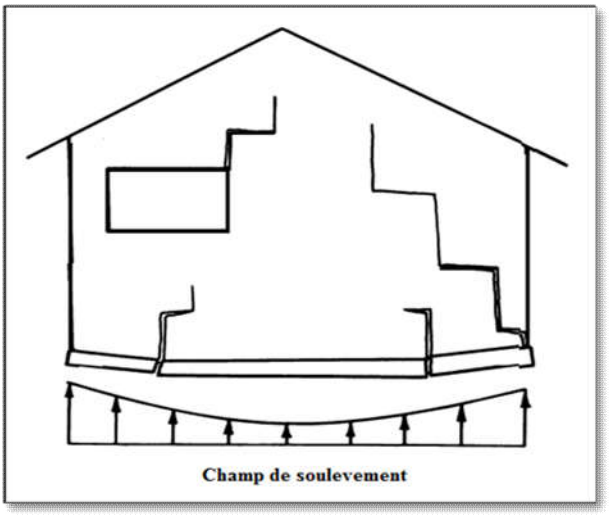


Figure III-7: Exemples de fractures de l'ascenseur en forme de plat sur des sols de fondation (TM 5-818-7)

A. La propagation des fissures dépend du degré de contrainte de traction intégrée dans la structure et ses fondations. Ainsi, les bâtiments à ossature avec des murs de panneau peuvent supporter de plus grandes déflexions relatives sans endommagement grave que les murs porteurs non renforcés.

Les dégâts structurels sont généralement moins élevés lorsque le modèle en forme de plat se développe que dans le cas d'un soulèvement central ou d'un gauchissement vers le bas, parce que la fondation est généralement plus capable de résister ou de réagir aux forces de tension que les parois

B. Un rapport Δ/l de 1/500 est une limite commune pour éviter la fissuration dans des structures simples ou à plusieurs étages.

Les blocs de plâtre, de maçonnerie ou de béton préfabriqué, et le mur de briques montrent souvent des fissures pour les rapports Δ/ l entre 1/600 et 1/1000. Cependant, des fissures peuvent ne pas apparaître dans ces murs si le taux de distorsion est suffisamment lent pour permettre à la fondation et au cadre de s'adapter aux nouvelles distorsions. L'utilisation de briques douces et de mortier maigre a également tendance à réduire les fissures. La maçonnerie renforcée, les murs et les poutres en béton armé et les cadres en acier peuvent tolérer des rapports Δ/l de 1/250 à 1/600 avant que les fissures apparaissent dans la structure. Des rapports de déflexion supérieurs à 1/250 sont susceptibles d'être remarqués dans la structure et devraient généralement être évités. Les rapports Δ/l supérieurs à 1/150 entraînent généralement des dommages structurels.

Tableau III-2 : Systèmes de superstructure **(TM 5-818-7)**

Système de superstructure	Rapport tolérable de déflexion angulaire verticale/ longueur de palier, Δ / l	Description
Rigide	1/600 à 1/1000	Bloc de béton préfabriqué, briques non renforcées, maçonnerie ou murs en plâtre, dalles en garde.
Semi rigide	1/360 à 1/600	La maçonnerie renforcée ou la brique renforcée avec des barres d'attaches horizontales ou verticales ou des bandes en barres d'acier ou des poutres renforcées en béton armé vertical situé sur les côtés des portes et des fenêtres, les dalles isolées des murs.
Flexible*	1/150 à 1/360	–Acier, Charpente en bois; –Placage en brique avec joints articulés; –Panneau en métal, en vinyle ou en bois; Panneau de gypse sur poteaux en métal ou en bois; –Joints de construction orientés verticalement; –Des fenêtres à bandes ou des panneaux métalliques séparant des sections de paroi rigides avec un espacement de 25 pieds ou moins pour permettre un mouvement différentiel; –Tous les tuyaux d'eau et les drains sont solidaires avec des joints souples; – Le sol suspendu ou la dalle en garde isolé des murs (agitation et fissuration de la brame probable et compte tenu de la conception).
construction partagée *	1/150 à 1/360	–Les murs ou la hauteur de la section rectangulaire en tant qu'élément (construction modulaire); –Joint à 25 ft d'espacement ou moins entre les unités et dans les parois; –Plancher suspendu ou dallage isolé des murs (possibilité de fissuration de la dalle; –Tous les tuyaux d'eau et les drains équipés d'articulations souples; –Joints de construction en dalle renforcée et raidie à distance de 150 pi ou moins et joints à froid à un écart de 65 pieds ou moins

. • Une valeur Δ / l supérieure à 1/250 n'est pas recommandé pour une pratique normale et un Δ / l dépassant 1/150 entraînent souvent des dommages structurels

D.2) Dispositions pour la flexibilité.

La flexibilité nécessaire pour éviter une détresse indésirable peut être assurée par des joints et des connexions flexibles. Les joints devraient être prévus dans les murs si nécessaire, et les murs ne doivent pas être attachés au plafond. Les dalles à la qualité ne doivent pas être liées dans les murs et les colonnes des fondations, mais isolées à l'aide de joints de dilatation ou de trous remplis d'un composé souple et imperméable. Les articles de construction, tels que les murs en béton armé, les cadres, les panneaux et la planche de gypse, sont plus aptes à résister aux distorsions et doivent être utilisés à la place des briques, des blocs de maçonnerie ou des murs de plâtre. La fondation peut être renforcée en faisant en sorte que les éléments structurels des murs soient capables de résister à la flexion, tels que les parois de cisaillement en béton armé.

III.3.2. Considération de base pour fondations profondes

La fondation profonde fournit un procédé économique pour le transfert de charges de structure au-delà (ou en dessous) couches instable (faible, compressible et expansible) à stable plus profonde (ferme, incompressible et non gonflant).

En général, la fondation profonde est une forme d'une fondation sur pieux. De nombreux types de fondations sur pieux existent dont les formes les plus communes sont indiquées dans le tableau III-3.

Parfois, lorsque la couche porteuse est trop profonde de la pile à porter directement sur une couche stable, la fondation est conçue comme des pieuses frictions ou flottants et est entièrement supportée par l'adhérence avec le sol environnant et / ou le palier final sous des semelles resserrées.

E. Applications générales.

Chacun des types d'empilement est approprié selon l'emplacement et le type de structure, les conditions de terrain et la durabilité. Le pieu de déplacement est généralement approprié pour les structures marines. Tout des pieux dans le tableau III-3 peuvent être considérés pour des applications terrestres. De ces types, le puits perforé en béton découlé et moulé in situ est généralement plus économique à construire que les pieux entraînés.

Tableau 4-3 Classifications des pieux **(TM 5-818-7)**

Classification	Type	Description
Déplacement	• Bois • Béton préfabriqué • Acier circulaire ou rectangulaire • Bois rabattu ou acier	Pieu battu avec une section transversale circulaire ou rectangulaire pleine ou une section profilé creux avec extrémité inférieure fermée. Pieux martelées ou mis sur cric vers le bas en place
Petit déplacement	• Béton préfabriqué • Béton précontraint • Section H en acier • Acier circulaire ou rectangulaire • Vis	Petite pieu transversale composée d'un cylindre ouvert, d'une section rectangulaire, d'une section H ou d'une configuration à vis.
Non-déplacement	• Puits foré • Tube rempli de béton • Béton préfabriqué • Mortier de ciment injecté • Section en acier	Pieux placées dans des forages ouverts Habituellement, le béton est placé dans des trous forés par des moyens de rotation de la vis sans fin, de la mise en balles, de l'accaparement, du transport aérien ou de la marche arrière.
Combinaison	• Un tube entraîné en acier remplacé par du béton • Coquille préfabriquée remplie de béton • Pile articulée de différents matériaux	Combinaison de différentes formes de piles

F. Application des puits forés.

Le tableau III-4 décrit les applications détaillées des fondations des puits forés, y compris les avantages et les inconvénients. Des discussions détaillées sur les fondations des puits forés sont présentées ci-dessous, car elles ont été les plus applicables à la solution de la conception et de la construction de fondations sur des sols expansés en argile.

1. Une fondation de puits foré peut-être préférable à une fondation de dalle si l'excavation vers un palier adéquate est difficile ou l'excavation provoque l'établissement ou la perte de terrain de propriété adjacente.
2. Une fondation de puits foré de 6 à 8 m de profondeur a tendance à être économiquement compétitive avec une base de dalle nervurée,
3. Les fondations de puits forés peuvent être préférés à la base de dalle si l'effort différentiel ΔH dépasse 10 cm ou les rapports Δ / l dépassent 1/250. Les fondations de dalle dans de telles conditions peuvent incliner de manière excessive conduisant à une distorsion intolérable ou à une fissuration
4. La fondation de puits foré peut être économique par rapport aux pieds traditionnels, en particulier dans les zones de construction ouvertes et avec des longueurs de puits inférieures à 3 à 4 m, ou si la zone active est profonde, comme dans les zones influencées par les racines des arbres.

G. Considérations générales.

C.1) Causes de détresse.

La conception et la construction des fondations de puits forés doivent être étroitement contrôlées pour éviter les détresses et les dommages. La plupart des problèmes ont été causés par des défauts de construction et par des considérations de conception inadéquates pour les effets de l'enflure du sol (tableau III-5). Les défauts attribués aux techniques de construction sont les discontinuités dans le puits, qui peuvent résulter de la ségrégation du béton, de l'échec du bétonnage avant les ensembles de béton, et du début du béton, de la spéléologie des sols et de la déformation de l'armature en acier. La détresse résultant de considérations de conception inadéquates est généralement causée par le mouillage du sous-sol sous la fondation, les forces de soulèvement, l'absence d'un espace d'air au-dessous des longrines de qualité, et le mouvement latéral de reptation de l'argile expansive.

C.2) Emplacement de la fondation.

La fondation des puits devrait être située en dessous de la profondeur de la zone active, par exemple en dessous du niveau de la nappe phréatique souterraine et dans un sol non expansif. La fondation ne devrait normalement pas être située dans les trois diamètres de base d'une couche instable sous-jacente.

- Les dalles de qualité isolées de longrines et des murs sont souvent utilisées dans les structures légères, telles que les résidences et les entrepôts, plutôt que les dalles structurelles plus coûteuses soutenues par des longrines et des puits de série. Ces dalles se déplaceront avec le sol expansif et devraient être fissurées.
- Pour éviter la «chute» du matériau de la couche granulaire pendant l'excavation, la base peut être placée sous un sol gonflé près du sommet d'une couche granulaire.

C.3)Séquences.

Les effets secondaires sont souvent utilisés pour augmenter l'ancrage pour résister aux forces de soulèvement (fig.III-8). Le diamètre de l'arceau est généralement de 2 à 2,5 fois le diamètre de puits Ds et ne doit pas dépasser 3 fois le Ds. On peut utiliser soit des chanfreins de 45 ou 60 degrés, mais le chanfrein de 45 degrés est souvent préféré car les exigences en béton et en temps de construction sont moindres. Bien que le chanfrein de 45 degrés soit légèrement plus faible que le chanfrein de 60 degrés, aucune différence n'a été observée dans la pratique. Les considérations suivantes sont nécessaires pour comparer les arbres insuffisants avec des arbres droits.

a) Les puits droits peuvent être plus économiques que les réactions si la couche du support est dure ou si les sous-sols sont fissurés et friables. Le sol au-dessus du sous-ensemble peut être lâche et augmenter le mouvement vers le haut nécessaire pour développer la résistance de la cloche.
b) Le puits peut souvent être allongé pour éliminer la nécessité d'un affaissement, en particulier dans les sols où les écoulements sont très difficiles à construire. La résistance à la friction augmente rapidement par rapport à la résistance des paliers d'extrémité en fonction du mouvement vertical relatif du sol puits-sol.

c) Les effets secondaires réduisent la pression du support de contact sur un sol potentiellement expansif et limitent le diamètre minimum qui peut être utilisé.

Tableau III-4 décrit les applications détaillées des fondations des puits forés **(TM 5-818-7)**

Applications	Avantages	Désavantages
– Absence d'une couche fondatrice peu profonde et stable; –Support de structures avec des puits forés par des sols gonflants dans des zones non affectées par des changements d'humidité.	• Le personnel, l'équipement et les matériaux pour la construction habituellement disponibles; • Construction rapide due à l'équipement mobile; • Une inspection minutieuse du trou excavé est généralement possible; • Niveau de bruit de l'équipement moins que d'autres méthodes de construction; • Une hauteur minimale nécessaire.	Des prédictions précises du comportement de charge et de règlement ne sont pas toujours possibles
– Prise en charge des charges de colonne modérées à hautes; – Charges de colonnes élevées avec des puits forés dans un substrat rocheux dur; – Charges de colonnes modérées avec des puits insuffisamment fondés sur le sable et le gravier.	• Terres excavées examinées pour vérifier les conditions et le profil du sol projetés; • Excavation possible pour une grande variété de conditions du sol..	• Conception et construction soigneuses nécessaires pour éviter les fondations défectueuses; • Une inspection minutieuse nécessaire pendant la construction; • Inspection du béton après le placement difficile.
Prise en charge des structures légères sur les puits de friction.	Soulèvement et règlement à la surface du sol normalement petit pour les puits correctement conçus.	• Connaissance inadéquate des méthodes de conception et des problèmes de construction conduisant à une conception incorrecte; • Exigences strictes pour les enquêtes.
Limites rigoureuses sur les déformations autorisées de la structure sur un site où l'accélération différente ou le règlement devrait dépasser 3 à 4 in.; Grandes variations latérales des conditions du sol.	Perturbation du sol minimisée par le forage, réduisant ainsi la consolidation et la traînée en raison du remodelage par rapport à d'autres méthodes de mise en place de fondations profondes telles que la conduite.	• Techniques de construction parfois très sensibles aux conditions de sous-surface: • Susceptible de «se resserrer» dans le sol; Difficile à béton nécessitant un tremble si un trou rempli de boue ou d'eau; • Le lavage de ciment si l'eau est sous pression artisanale; • En tirant l'enveloppe en perturbant la continuité du béton dans le puits ou en déplaçant / déformant la cage de renfort.
Les configurations structurelles et les exigences fonctionnelles ou économiques empêchant un béton ou une fondation; Résister aux forces de soulèvement des sols gonflants; Et fournir un ancrage aux forces de traction, latérales ou de renversement	Un seul puits portant des charges très importantes. Capsules de pieu éliminées. Modifications de la géométrie (diamètre, pénétration, sous-émission) réalisées lors de la construction si nécessaire par des conditions de souterrain	• Soulèvement sous la fondation de puits aggravant le mouvement sous la dalle sur la qualité. • Des échecs difficiles et coûteux à corriger.

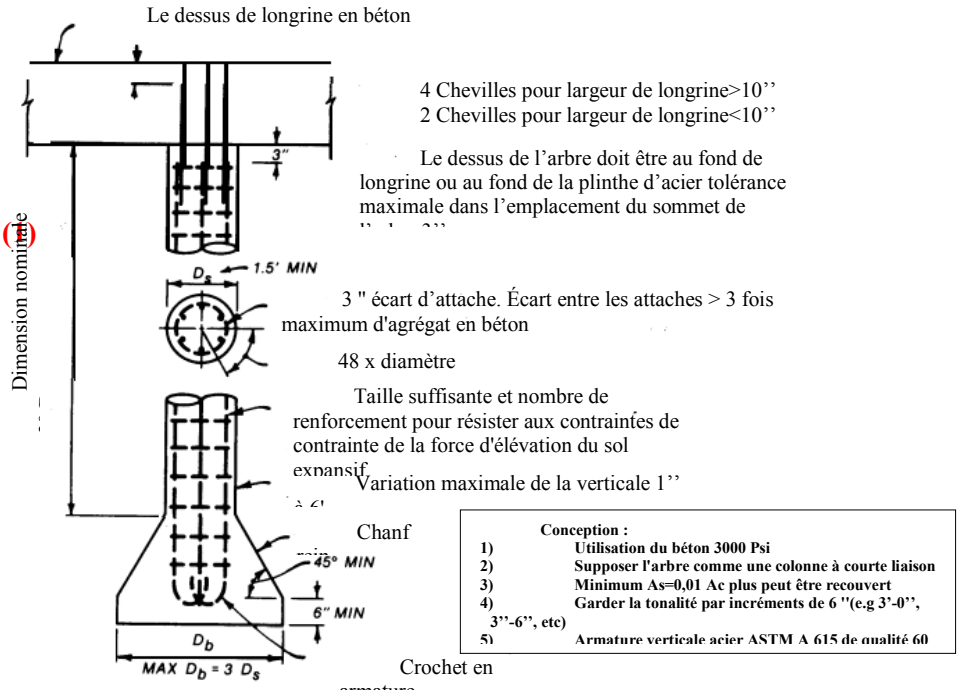


Figure III-8 : Détail puits foré **(TM 5-818-7)**

C.4) forces de soulèvement.

Si des cloches ou des réactions ne sont pas réalisables, les forces de soulèvement (tableau III-5) peuvent être contrôlées par les méthodes suivantes:

(a) Le diamètre de puits devrait être le minimum requis pour les téléchargements et les procédures de construction et de contrôle.
(b) La longueur de puits peut être étendue dans un sol stable et non gonflant à des profondeurs de deux fois la profondeur de la zone active Xe.
(c) Les puits largement espacés peuvent être construits avec de petits diamètres et une force de chargement totale Qw qui dépasse la poussée de soulèvement maximum (figure III-9) exprimée en :

$$Q_u = \pi\, D_s \int_0^{Ln} f_s\, dL < Q_w$$

Tel que :
Qu = La poussée de soulèvement maximum sur le périmètre du puits, en tonnes
Ds = Diamètre de puits, en pied
Ln = Épaisseur de la couche de gonflement vers le haut par rapport au puits, en pied
fs = Résistance à la peau, en tonne x pied carré
dL = Incrément différentiel de longueur de puits L, en pied

Ou $$f_s = Ca + K\sigma'_v \tan \phi_a$$

Tel que :

Ca =Cohésion, tonne par pied carré
K = Rapport du contrainte horizontal à la contrainte vertical effectives
σ'_v = Contrainte effectif vertical, tonnes par pied carré
ϕ_a = Angle de frottement entre le sol et le puits, degrés

Le point **n** dans la figure III-9 est le point neutre. La valeur de Lo devrait être approximativement égale à la profondeur Xa. La résistance maximale de la peau fs est évaluée en d ci-dessous. La force de charge Qw devrait également être inférieure ou égale à la capacité de support admissible au sol. De larges marches entre les arbres réduisent également la rotation angulaire des

éléments structurels. L'espacement minimum des puits devrait être de 12 pieds ou 8 fois le diamètre de puits (le plus petit est le plus petit) pour minimiser les effets des arbres adjacents.

Tableau III-5 Défaut à des puits forés (TM 5-818-7)

Défauts des techniques de construction	
Défaut	**Remarques**
Discontinuités dans le puits	Ne laissez pas couper dans le trou avant le bétonnage. Un tirage trop rapide du boîtier peut provoquer des vides dans le béton. Éviter une pression de l'eau souterraine supérieure à la pression du béton, un espacement inadéquat dans le renforcement de l'acier et une chute et une habileté de béton inadéquat
Diamètre réduit à partir du sol de spéléologie	L'éboulement ou le pressage se produit le long du puits en cohésion, moins de limon, de farine de roche, de sable ou de gravier, et des sols doux, en particulier sous la nappe phréatique. Les sables grossiers et les graviers creusent en profondeur pendant le forage et ont tendance à geler le boîtier en place. Les sols doux peuvent aspirer le trou de forage à une fermeture presque complète.
Distorsion du renforcement	La distorsion des cages de renfort d'acier peut se produire lorsque le boîtier est tiré. Des bandes horizontales ou des liens devraient être placés autour de l'acier de renforcement
Défauts attribués au sol gonflant	
Mode de défauts	**Remarque**
mouillage du fond du puits	L'humidité peut migrer vers le bas du béton de puits à partir de la nappe phréatique perchée dans des zones desséchées plus profondes, ce qui entraîne l'élévation du puits entier. Les puits peuvent également se lancer à partir d'une nappe phréatique montante. parfois on peut évitée la montée des puits en augmentant de leurs longueur en plaçant la base dans un sol non gonflant ou dans une nappe phréatique.
Soulèvement	L'élévation des argiles gonflées desséchées environnantes peut provoquer des forces de frottement, ce qui, à temps, entraîne l'élévation du puits et même une rupture de la contrainte de traction excessive. L'augmentation peut être réduite en plaçant une base sous-enfilée dans un sol non gonflant, en augmentant l'armature d'acier le long de la longueur totale du pieu et sous la base émaillée pour résister aux contraintes de traction et en fournissant des manchons pour réduire l'adhérence entre puits et le sol.
Longrines sur un sol gonflant	Le manque d'espace entre la surface du sol gonflant et la longrine peut provoquer une hausse de la longrine. Les fondations de puits ont une faible résistance aux dommages causés par le gonflement latéral.
Gonflement latéral	Le creusement descendant de l'expansion contribue aux fondations endommagées

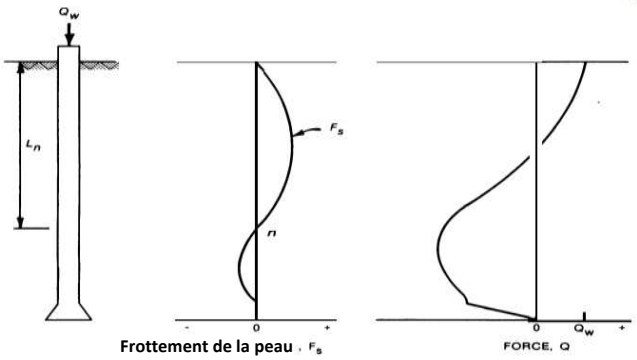


Figure III – 9 : Distribution de la charge à partir du soulèvement des sols **(TM 5-818-7)**

(d) La partie supérieure du puits doit être maintenue verticalement à plomb (variation maximale de 1 pouce sur 6 pieds, illustrée à la Figure III-8) et lisse pour réduire l'adhérence entre le sol gonflant et le puits. Le matériau réduisant le frottement, comme le feutre de toiture, les couches de glissement de bitume, le polychlorure de vinyle (PVC) ou les douilles en polyéthylène, peut être placé autour du puits supérieur pour réduire les efforts de soulèvement et de traînée vers le bas. La vermiculite, la gravière de pois ou d'autres matériaux perméables permettant l'accès de l'eau au matériau expansif devraient être évités.

H. Cas particulier des pieux dans des sols gonflants :

Le comportement des pieux vis-à-vis du gonflement des sols a été moins étudié que celui des fondations superficielles. Il existe cependant de nombreuses études expérimentales ayant permis de quantifier les déplacements verticaux des pieux fondés dans des sols gonflants.

En conclusion d'une parution du Laboratoire des Ponts et Chaussées de J.-P. MAGNAN (juillet-août 1995), il est souhaitable que les fondations traversent complètement les sols gonflants ou s'arrêtent au niveau où le gonflement du sol en cas d'humidification produira un soulèvement admissible par l'ouvrage, et les forces qui se développent dans la partie inférieure du pieu et s'opposent au soulèvement ou au tassement seront pris en compte dans les calculs de dimensionnement. (**BRGM/RP-54862-FR-** Octobre 2006)

Solution canadienne de J. J. Hamilton

J. J. Hamilton propose deux solutions qui consistent à séparer le sous-sol d'un ouvrage de sa superstructure par interposition de vérins capables de redresser le bâtiment. (**BRGM/RP-54862-FR-** Octobre 2006)

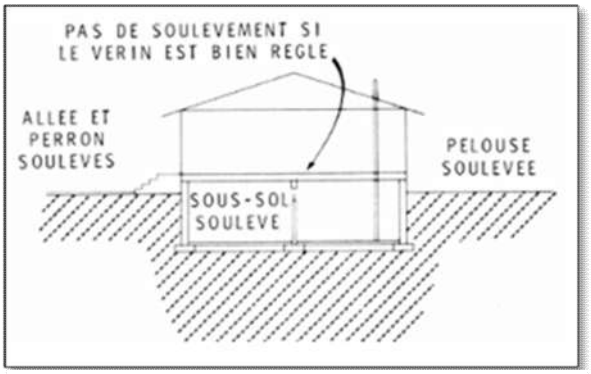


Figure III-10 : Rendement à court terme typique d'une fondation peu profonde sue un dépôt profond de sous-sol gonflant

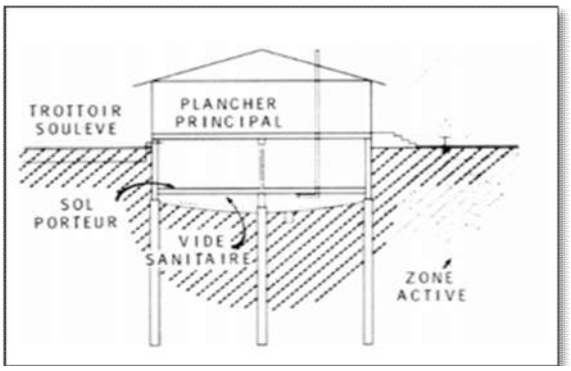


Figure III-11 - Rendement à long terme typique d'une fondation construit sur un dépôt profond de sous-sol gonflant, avec effet de la croissance des arbres

(**BRGM/RP-54862-FR-** Octobre 2006)

Les semelles superficielles étendues (Figure III-10) et les dalles sur terre-plein sont les plus courantes dans la pratique traditionnelle. Les fondations profondes, qui ont une capacité portante en sol stable au-dessous de la zone active (Figure III-11), sont fréquemment retenues lorsqu'une analyse de conception est effectuée par des experts géotechniciens.

En Angleterre, Mark Jones propose d'interposer entre les éléments habituellement au contact avec le sol soit un vide, soit un élément très compressible (Figure III-12), capables d'encaisser les mouvements de sols tout en minimisant l'impact sur l'ouvrage. (**BRGM/RP-54862-FR-** Octobre 2006)

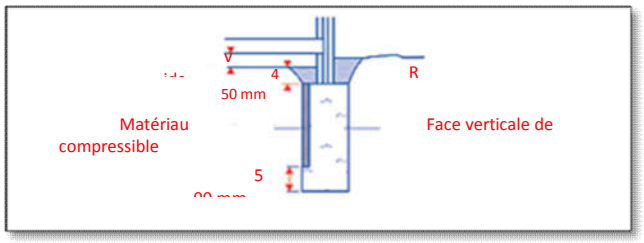


Figure III-12– Fondations dans un sol argileux sujet au retrait (**BRGM/RP-54862-FR**- Octobre 2006)

Cas d'In-Aménas :

1- Solution de Vérins mécaniques

Zenkheri l'hors d'une étude d'un cas de In-Aménas a proposé l'utilisation d'un vérin mécanique placé sur les fondations de la structure afin de corriger les soulèvements/ tassements. L'idée est inspirée de la pièce mécanique dite douille de réglage. Celle-ci est utilisée dans les assemblages où un ajustement de longueur de tige est nécessaire. La pièce en question est un tube taraudé de façon inversée à ses extrémités.

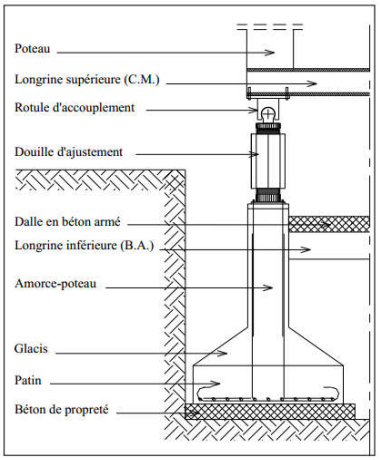


Figure III-13 : Emplacement du vérin dans l'infrastructure- Zenkheri 2009

Ce dernier permet l'assemblage boulonné de deux tiges filetées. La manœuvre de la douille dans un sens (ou l'autre) produit le serrage (ou desserrage) des deux tiges filetées.
L'ensemble de la douille et de deux tiges assemblées fait fonction de vérin (figure III-14)

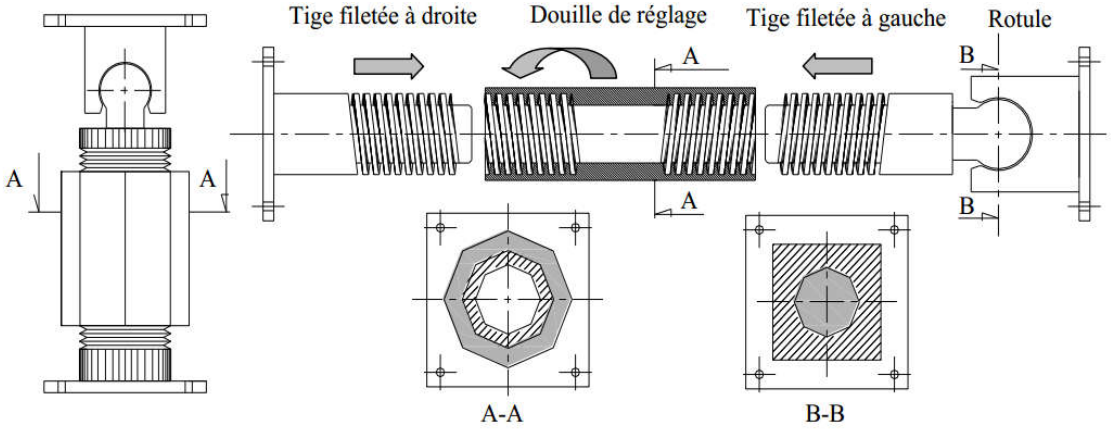


Figure III-14 : Vérin mécanique équipé d'une rotule - Zenkheri 2009

Ce système de fondation doit être conçu de sorte que les sollicitations et mouvements engendrés par le gonflement du sol soient annulés ou atténués à son niveau

La projection pratique de cette approche repose sur trois principales opérations suivantes :

- Suivre les consignes de prévention afin de minimiser la variation de la teneur en eau du sol
- Diviser la construction en deux compartiment séparer entre eux par un joint ruptures un compartiment s'appelé Compartiment Utilisateur d'Eau (CUE) (salle de bain, cuisine, toilette..) et l'autre Compartiment Non Utilisateur d'Eau (CNUE) qui regroupe les autres éléments de la construction a savoir la salle de séjour les chambres cette disposition permet d'isoler le gonflement pour se développer seulement au droit du CUE (Figure III-15).
- La troisième opération consiste en l'introduction d'un dispositif permettant d'annuler la transmission des contraintes/déformations du sol vers la superstructure. La technique consiste en la mise en place d'un mécanisme d'ajustement de la hauteur des amorce-poteaux lorsque des mouvements de sol sont détectés. Le CUE est réalisé en structure en charpente métallique et remplissage en panneaux préfabriqués judicieusement mis en place. Cette disposition est adoptée à titre préventif pour tolérer de faibles déformations. Ces dernières peuvent, en effet, avoir lieu si un dysfonctionnement de la solution proposée survient. D'une autre part, le remplacement des éléments défectueux est possible.

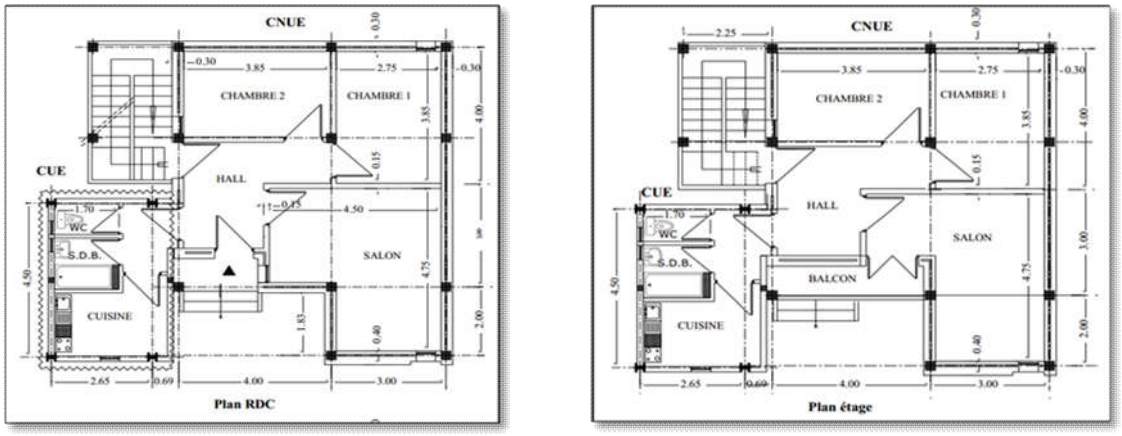


Figure III-15 : Aménagement architectural en CUE et CNUE (plans RDC et 1er étage)- Zenkheri 2009

On peut développer cette méthode avec un vérin électrique déclenché automatiquement grâce à un capteur de niveau attaché de lui

2- Solution Micro-pieux à paroi lisse.

Cette solution est utilisée dans une région de précipitation rare et la nappe phréatique se trouve à une profondeur profonde et ce par la réalisation d'un système de fondation en micro-pieux a paroi lisse ancré à une profondeur allant jusqu'à 3 m. ou la variation de hydratation négligeable dans un fût remblai en matériaux grenu.

Le principe de cette solution consiste à protéger les surfaces extérieures de pieux contre les poussées verticale par un fût remblai en matériau grenu qui travail comme un isolant entre le sol gonflant et le pieux ainsi d'élimination les poussées directe de gonflement sur les pieux et aussi d'isoler la tête du pieu des arrivées d'eaux.

Le fût doit être réalisé par des matériaux à des surfaces lisse pour permettra au sol de glisser librement sans aucun contrainte ou réaliser avec un chemisage en coffrage perdu autour de fût de pieu

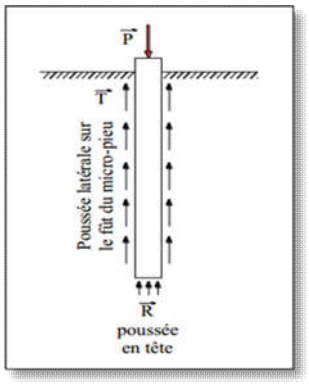


Figure III-16: poussée sur pieu encré dans un sol expansif- Zenkheri 2009

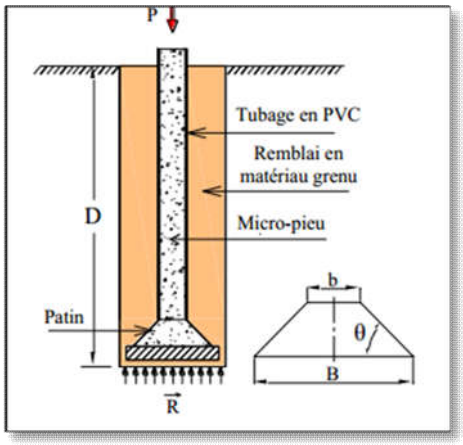


Figure III-17 : Micro-pieu et chemisage- Zenkheri 2009

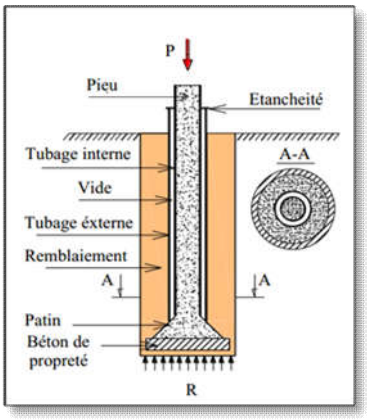


Figure III-18 : Micro –pieu double chemisé- Zenkheri 2009

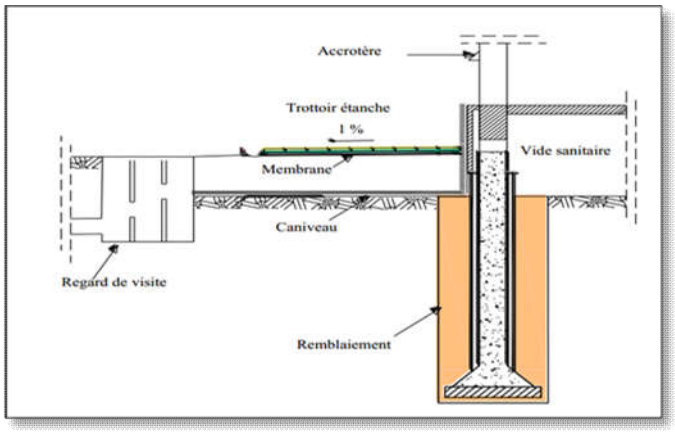


Figure III-19 : micro pieu mis en place - Zenkheri 2009

Ce system permet aux micro-pieux de travailler seulement en pointe. Leur fût devra être protégé contre les poussées verticales.

La figure III-16 schématise les principaux efforts pouvant se manifester autours d'un micro-pieu ancré dans un sol expansif. L'objectif visé par la présente solution est dual:

- Eliminer les poussées verticales sur le fût du micro-pieu
- Isoler la tête du pieu des arrivées d'eaux. Ceci est possible si le fût du micro-pieu est isolé du sol qui l'entoure.

Dans cette solution, le soulèvement du sol sur le parement latéral du micro-pieu s'applique généralement au chemisage. Le sol doit glisser sur le chemisage si ce dernier est suffisamment lisse ou, dans le cas le plus défavorable, soulever ce dernier. Une combinaison des deux mécanismes est possible. Le coffrage perdu doit être assez lisse pour permettre :

- le glissement du sol sur le parement externe,
- le coulage de l'âme du micro-pieu en béton armé

Cette solution peut réaléser en deux méthodes suivant ;

a) Méthode de chemisage

En utilise un micro-pieu préfabriqué est muni d'un tube en PVC protégeant son fût. Ainsi, le micro-pieu travaille seulement en tête. Le patin en tête du micro-pieu permet de réduire la contrainte exercée par ce dernier sur le sol. Le poinçonnement du sol devra être évité. Le poids du sol sus-jacent au patin contribue au confinement du sol support contre le soulèvement.

b) Chemisage à double paroi

La technique de chemisage à double paroi consiste en la couverture du fût du micro-pieu par deux tubes perdus en matière plastique (figure III-18). Le coffrage intérieur est utilisable si un coulage sur place est envisagé ou si la surface du fût requise assez et lisse. Le tubage externe permet d'éliminer les efforts pouvant s'exercer sur le fût du pieu même si ce dernier contient le chemisage interne.

De la sorte, le gonflement du sol influerait uniquement sur le tubage extérieur du pieu. Une ferme étanchéité est nécessaire dans la partie supérieure entre les tubages. A défaut de quoi, des eaux accidentelles s'infiltreraient pour arriver directement à la base du micro-pieu. Ce qui est impérativement inadmissible.

III.3.3. Moyens simples ou continus peu profonds

A. Susceptibilité et dommages.

Les structures pris en charge par les semelles superficielles, des murs individuels ou continus peu profondes sont sensibles aux dommages causés par les mouvements latéraux et verticaux du sol de fondation si des dispositions ne sont pas prises pour tenir compte des mouvements possibles.

Un drainage ou un règlement substantiel peut se produire dans les argiles, en particulier dans un sol initialement humide où est construit un vide sanitaire bien aéré sous le plancher. Le vide sanitaire empêche les précipitations de pénétrer dans le sol, mais l'évaporation de l'humidité du sol continue.

Le soulèvement central ou le gauchissement vers le bas (fig. III-6) peut se produire si la couche supérieure du sol est perméable et que le drainage du site est médiocre. Les fractures peuvent apparaître dans des parois non conçues pour un mouvement différentiel d'environ 0,5 pouce.

B. Applications.

Des semelles superficielles peuvent être utilisées lorsque les couches expansives sont suffisamment minces pour permettre l'emplacement du pied dans une strate non expansive ou à faible gonflement (fig. III-20).

1. Une dalle de plancher structurel doit être suspendue au-dessus de la semelle (fig. III-20a) ou la dalle doit être isolée des parois (fig. III-20b). La dalle au niveau du sol doit s'attendre à se fissurer.

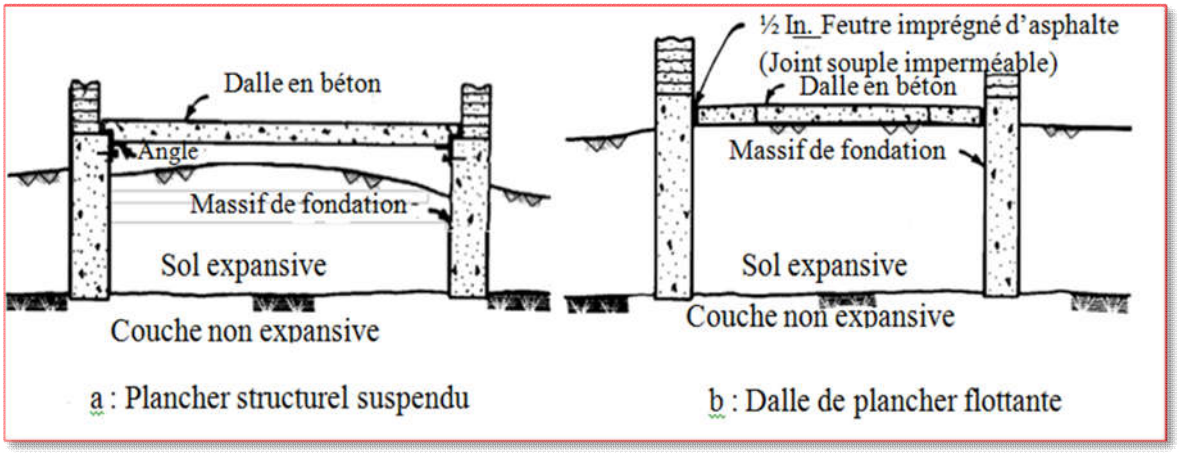


Figure III-20 : fondation sur une couche non expansive - (TM 5-818-7)

2. La figure III-21 illustre des exemples de construction d'intérieur pour une dalle sur mesure. Les murs intérieurs peuvent être suspendus au plafond ou supportés sur le sol. Un joint flexible doit être prévu dans le plénum entre le four et le plafond. Les lignes d'égout et les autres services publics par la dalle de plancher devraient pouvoir glisser librement.

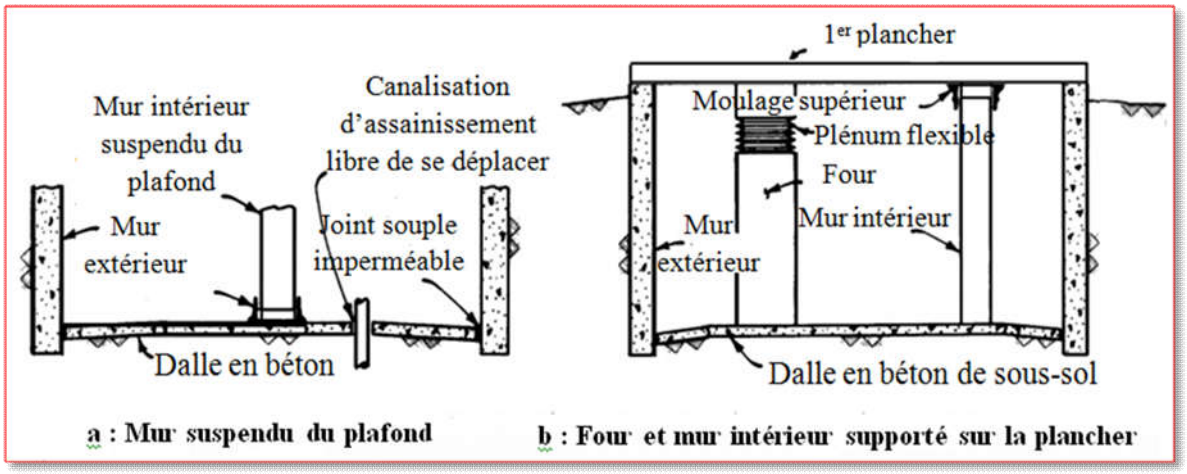


Figure III-21 : Détails des articulations intérieures pour la dalle - (TM 5-818-7)

3. Le gonflement du sol gonflant profond sous une couche non expansive peut entraîner un mouvement différentiel des semelles peu profondes si le régime de l'humidité est modifié dans le sol en profondeur après la construction (par exemple, changement de niveau de l'eau souterraine ou de la pénétration de l'eau de surface dans le sol desséché de profondeur). Excavations pour vides sanitaires ou des sous-sols diminuent la pression de confinement vertical et de pores pression d'eau, ce qui peut provoquer le sol de fondation sous-jacente expansive à se soulever de l'ajustement du régime de l'humidité de retour à la pression de l'eau naturelle des pores.

C. Sous-sols.

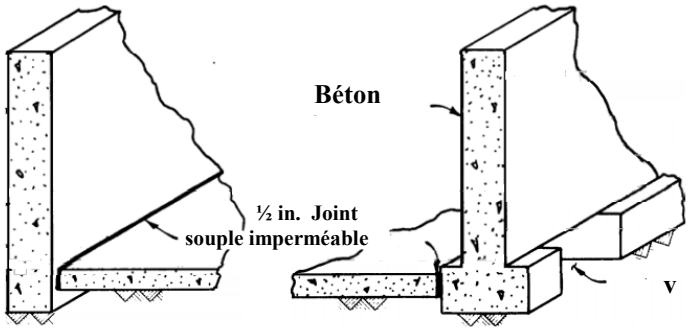
Les sous-sols et les longueurs des semelles continues construites dans les fouilles sont soumises à des pressions de gonflement du sol expansé sous-jacent et adjacent.

1. Murs.

Les murs de sous-sol en béton armé peuvent être construits directement sur le sol de fondation sans semelles, à condition que les pressions de base soient inférieures à la capacité admissible de support (fig. III-22a).

Cependant, le fait de placer de lourdes charges sur les semelles peu profondes peut ne pas être efficace pour contrer les fortes pressions de gonflement en raison de la faible largeur relative des semelles. La contrainte imposée sur le sol est très faible en dessous d'une profondeur d'environ deux

fois la largeur de la semelle et contribue peu à contrer la pression de gonflement, à moins que la couche de sol expansive soit mince.



a : Mur sans pied **b : Mur avec pied et espace**

Figure III-22: Murs de sous-sol avec dalle (TM 5-818-7)

2. Vide.

Les vides peuvent également être espacés à des intervalles sous les murs pour augmenter les pressions de chargement sur le sol de la fondation et de minimiser la flexion ou l'inclinaison des murs (fig. III-22b).

3. Joints.

Les joints devraient être prévus dans les murs intérieurs et dans d'autres constructions intérieures si la dalle sur terre est utilisée (fig. III-21). La dalle doit être isolée des parois avec un composé imperméable et souple.

4. Pression latérale de la terre sur le mur.

Le coefficient de pression latérale de la terre peut dépasser un si le remblai est fortement compacté et expansif, ou le sol naturel adjacent à la paroi est expansif. Les remblais contrôlés sont recommandés pour minimiser les pressions latérales et augmenter l'économie de la fondation.

Le renfort en acier peut assurer la contrainte nécessaire aux pressions horizontales sur la terre, les briques de maçonnerie non renforcées et les blocs de béton ne doivent pas être utilisés pour construire des murs de sous-sol.

III.3.4. Fondations de dalles renforcées

A. Application.

La dalle renforcé est souvent approprié pour de petites structures et légèrement chargés, en particulier si le sol expansive ou instable se prolonge presque en continu à partir de la surface du sol à des profondeurs qui excluent les fondations de puits foré économiques. Cette dalle est adaptée pour résister au soulèvement dû au sous-sol à partir du mouillage du sol desséché profond, une nappe phréatique en évolution, profils de sol latéralement discontinues, et reptation, qui résulte de la combinaison des sols gonflants et la présence de pentes de plus de 5 degrés. Une dalle épaisse et renforcé convient aux grandes structures lourdes.

La rigidité de dalles épaisse minimise la distorsion de la superstructure à la fois des mouvements horizontaux et verticaux du sol de la fondation.

A.1) Effets des longrines de raidissement.

Les dalles de béton sans longrines internes de raidissement sont beaucoup plus sensibles à la distorsion ou au bombement du gonflement du sol

Les longrines de raidissement et l'action de la superstructure attachée avec la dalle en tant que structure indéterminée augmentent la rigidité des fondations et réduisent le mouvement différentiel. Les longrines de raidissement des bords sous les dalles de béton armé peuvent également diminuer la perte d'humidité du sol et réduire le mouvement différentiel sous la dalle. Cependant, les pressions verticales réelles des sols agissant sur des dalles raidies peuvent devenir très non uniformes et provoquer une consolidation localisée du sol de la fondation.

A.2) Placement de la couche non gonflante.

Le placement d'une couche épaisse de 6 pouces (ou plus) de terre (de préférence) imperméable au-dessus de la surface du sol d'origine avant la construction de brames légèrement chargées est recommandé pour augmenter la charge supplémentaire sur le sol de la fondation, réduire légèrement le levier différentiel, et permettent l'inclinaison d'une pente autour de la structure menant vers le bas et loin de là. Cette inclinaison améliore le drainage et minimise la possibilité que la couche (si elle est perméable) pourrait être un conduit pour l'écoulement d'humidité dans les sols expansifs de fondation desséchée. La couche devrait avoir une certaine cohésion apparente pour faciliter la construction des tranchées pour les longrines de raidissement.

B. **Conception de dalles minces pour structures légères**.

Les dalles rigidifiées peuvent être soit classiquement renforcées soit en post-tendues. La dalle peut être inversée (les longrines de raidissement sur le dessus de la dalle) dans les cas où la capacité portante du sol de surface est insuffisante ou un premier plancher supporté est requis.

B.1) **Dalle Conventionnellement renforcé**.

La dalle conventionnelle de type « gaufre » en béton armé (tableau III-1), qui est utilisé pour les structures légères, se compose de dalles de béton de 4 à 5 pouces. La figure III-23 illustre une dalle d'armature. La dalle de 4 pouces transmet les forces de chargement du poids propre et du premier étage aux poutres, qui résistent aux moments et aux cisailles causés par le soulèvement différentiel du sol expansif. Les murs extérieurs, le toit et les charges internes concentrées portent directement sur les longrines de raidissement. Le dégagement entre les longrines devrait être limité à 400 pieds carrés ou moins.

Les distances entre les longrines peuvent varier entre les limites indiquées dans le tableau III-1 pour permettre des charges concentrées et murales.

Les largeurs de longrines varient de 8 à 12 ou 13 pouces mais sont souvent limitées à un minimum de 10 pouces.

a) **Béton et renforcement.**

La résistance à la compression du béton f 'c devrait être d'au moins 2500 psi et de préférence 3000 psi. Les joints de construction doivent être placés à des intervalles inférieurs à 150 pieds et des joints à froid inférieurs à 65 pieds. On devrait utiliser environ 0,5 pour cent d'acier de renforcement dans la dalle pour résister aux effets de retrait et de température.

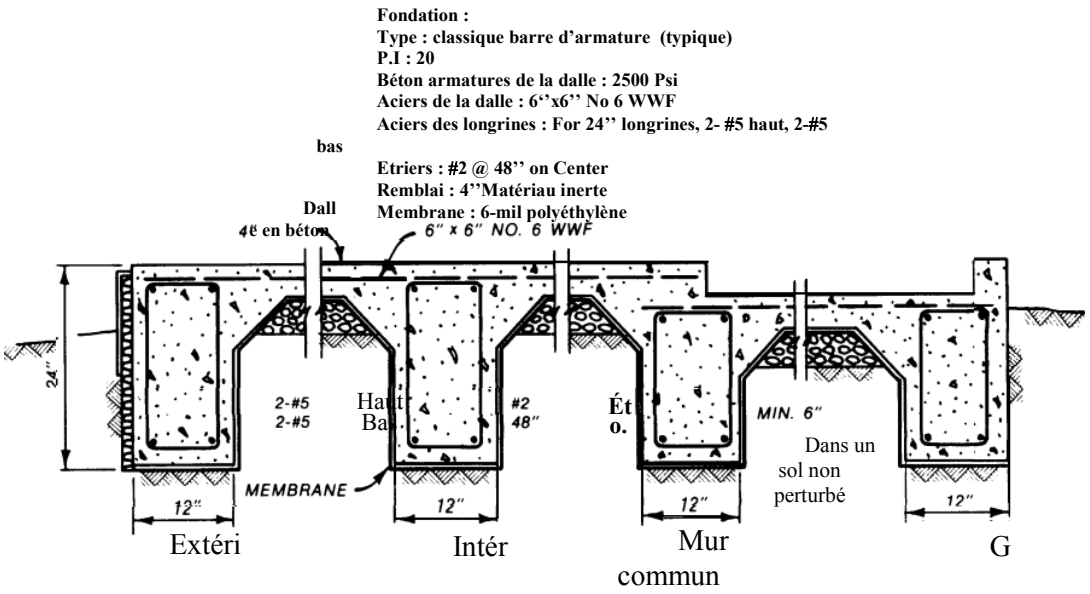


Figure III.23 : Dalle classique typique des barres d'armature avec un espacement des parois de 11 à 12 pieds - **(TM 5-818-7)**

b) **Conception préliminaire**,

Les trois modèles de dalle minces renforcés et raidis présentés dans le tableau III-1 diffèrent dans la profondeur et l'espacement de longrine en fonction de la ΔH ou de la Pi. Les profondeurs et les espacements des longrines pour chacune des dalles légères, moyennes et lourdes sont conçus pour des rapports Δ / l de 1/500 et ont tendance à être conservateurs compte tenu de critères de conception toujours indéterminés et entièrement acceptables et d'un coût de réparation relativement élevé renforcé et raidi Dalles. Des étriers peuvent être ajoutés, en particulier dans les longrines périphériques, pour tenir compte des charges murales concentrées et extérieures.

B.2) **Dalle post-tension.**

La figure III-24 illustre un exemple de dalle postérieure. Les dalles post-tension (correctement conçus et construits sont plus résistants aux fractures qu'une section équivalente d'une dalle d'armature conventionnelle et utilisent moins d'acier. Cependant, les dalles post-tendues devraient toujours être conçues avec des faisceaux de raidissement adéquats pour résister à la flexion ou à la distorsion par rapport à l'effort différentiel du sol de la fondation. Un personnel expérimenté est nécessaire pour la mise en place correcte de la contrainte.

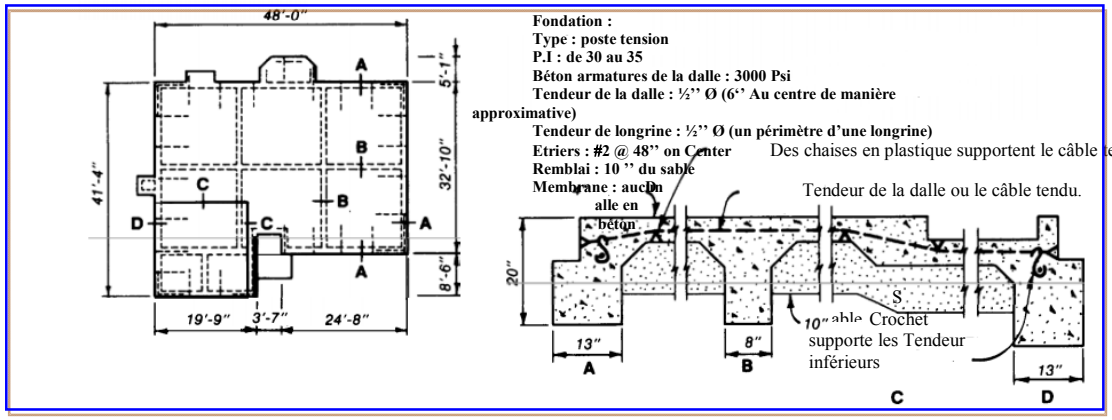
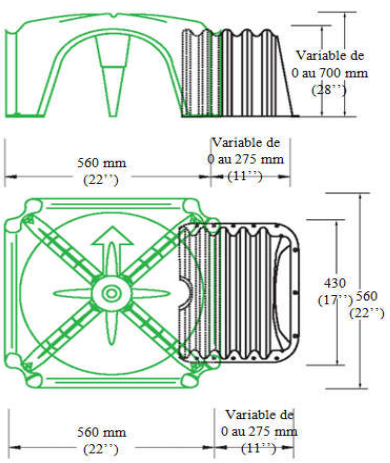


Figure III-24 : Dalle post-tendue- (TM 5-818-7)

B.3) Dalle Cupolex

Cette solution est basée sur des produits appelé Cupolex forme de vide entre des structures en béton et des sols expansifs fabriqué à partir de plastique 100% recyclé (Figure III-25) Après qu'ils utilisaient les cartons ou de polystyrène expansé ces deux produits demandent des défis importants sur le chantier, prendre du temps, être coûteux et difficiles à installer. Cupolex est la solution moderne disponible pour le concepteur, l'entrepreneur et le développeur à cette fin et est extrêmement efficace, économique, facile à concevoir et à installer rapidement.

Cupolex Béton stop CUPOLEX



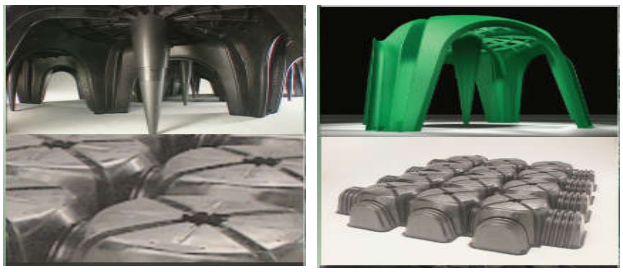


Figure III-25 : Vue d'assemblage du Cupolex et Béton stop

Les formes de carton qui sont placées sous construction en béton structurel sont connues pour absorber l'humidité du sol et perdre de la résistance seulement après la mise en place du béton. Ces types de formes vides sont limités aux allocations de charge de travail, ils nécessitent une plaque de recouvrement de protection pour être installée sur le dessus pour protéger les formes de la perforation et d'autres dégâts lors du placement du béton et sont connus pour retarder la construction si les formes sont exposées au temps pluvieux pendant installation.

Les produits à base de polystyrène fabriqués à partir de polystyrène expansé sans danger pour l'environnement ont également été utilisés pendant de nombreuses années. Ces produits sont légers mais coûteux à expédier et à entreposer, sont connus pour endommager facilement pendant la manipulation et le placement en béton, sont difficiles à installer dans des conditions de vent et limitent également les allocations de charge de travail

Les dalles de Cupolex ne limitent pas les forces de soulèvement c'est un système de formage de béton. Le béton est placé sur les formes de dôme modulaires (Figure III-26) Pour créer des dalles flottantes ou structurelles avec un vide sous la dalle qui se traduit par un contact minimal avec le sol, fait une barrière capillaire contre l'humidité - utilise pourtant moins de béton et d'armature qu'une dalle standard avec un support de charge de capacité équivalent. La géométrie de béton brevetée unique que Cupolex forme minimise la zone de contact sur le sol qui ne freine pas le gonflement potentiel des sols sous la dalle (Figure III-27).

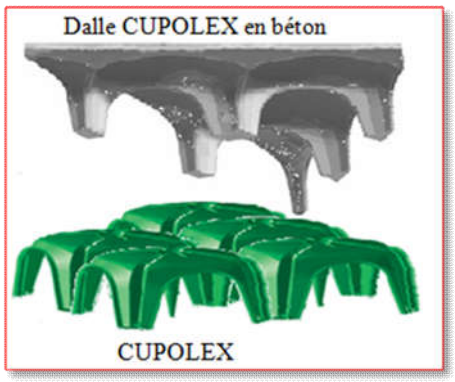


Figure III-26 : Forme de dalle

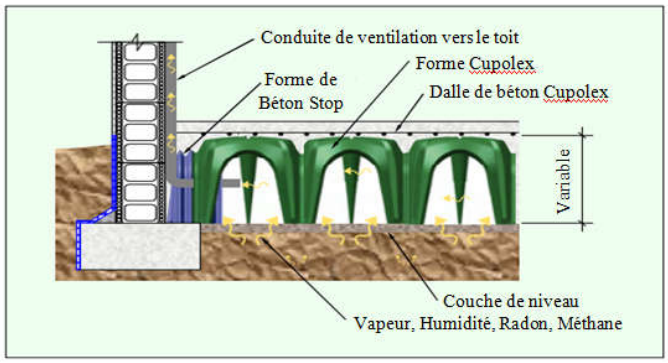


Figure III-27 : Principe et Phénomène de fonctionnement de la dalle Cupolex

Le contact minimal en béton réduit considérablement les forces latérales et de soulèvement qui sont produites par rapport à un palier de dalle classique sur le sol dans toute la zone totale de la dalle (Figure III -28). La dalle Cupolex en contact avec le sol varie de 4% à 10% de la superficie totale de la dalle, créant un espace dans lequel le sol peut se développer sans causer de dégâts. Les dalles de Cupolex ne freinent pas les forces de soulèvement et, en outre, les charges mortes de la dalle de béton sont généralement supérieures aux forces de soulèvement du sol (Figure III-29), ce qui permet de protéger la structure. Dans des conditions extrêmes de gonflement du sol, des dalles Cupolex autoportantes suspendues seraient construites

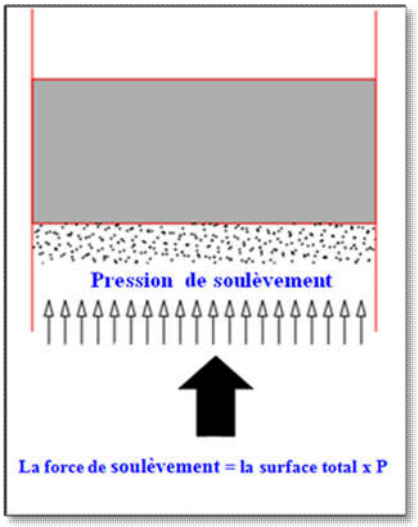


Figure III-28 : surface de contact de la dalle classique avec le sol support

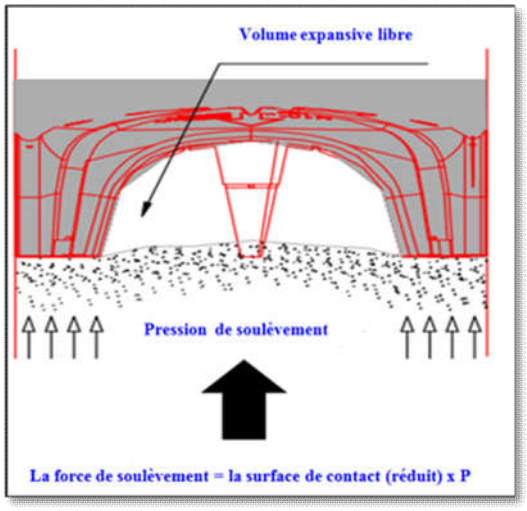


Figure III-29 : surface de contact de la dalle Cupolex avec le sol support

Cupolex est conçu pour supporter le poids de toute épaisseur donnée de béton, plus tout chargement de travail commun requis pour placer la dalle de béton pendant toute la période de durcissement. Contrairement à d'autres systèmes de formation de vides à l'ancienne comme les cartons ou le polystyrène, il n'y a pas de conditions de charge sûres à respecter

Cupolex n'absorbe pas l'humidité du sol et garde leur force après la mise en place du béton, et créant ainsi un espace dans lequel le sol peut se développer. Contrairement à d'autres produits anti-soulèvement, Cupolex ne dépend pas de la dégradation du matériau ou du flambage pour que le système devienne effectif. Une fois que les formes Cupolex sont interverrouillées sans nécessiter d'étanchéité des joints ou des panneaux de protection installés ci-dessus, la surface est prête à recevoir l'armature et le béton. Les matériaux utilisés sont inertes et non toxiques. Cupolex n'est pas affecté par l'eau, la neige ou la glace, par temps humide ou lorsque les fondations sont en dessous de la nappe

phréatique, le travail peut se poursuivre sans réduire son efficacité. Sur les sites où la pression de l'eau est un problème potentiel ou la nappe phréatique devrait augmenter, Cupolex peut également fournir une solution rentable pour faire face à ces circonstances.

1) Avantages des dalles Cupolex

Les systèmes traditionnels de formation de vides à l'ancienne pour les dalles et les poutres de sol in situ sont de plus en plus remplacés par Cupolex, une alternative plus rapide et moins intensive en main-d'œuvre. Une tendance qui est encouragée par l'accent mis sur les programmes de construction rapides et l'abaissement des coûts de construction. Réagissant à cette tendance, Cupolex a développé un service complet de conception et d'approvisionnement pour une vaste gamme de systèmes de coffrage de dalles.

Cupolex est assemblé avec deux produits auxiliaires appelés Pontex et Beton Stop. Les trois produits sont brevetés, fabriqués à partir de plastique recyclé non toxique et reflètent tous l'engagement de Cupolex Building Systems envers la qualité

Les avantages des dalles Cupolex sont:

1. Rapide et simple à installer
2. Minimise le besoin de main-d'œuvre qualifiée
3. Fourni sur de courts délais
4. Adapté à tout type d'exigences du site
5. Économies d'agrégats, de béton et d'acier
6. Accélère la construction et économise de l'argent
7. Réduit les exigences de remplissage et le compactage pour augmenter les élévations de la sous-couche;
8. Réduit ou élimine l'agrégat utilisé pour les couches de drainage ou d'évacuation;
9. Élimine le besoin de barrières de vapeur et de gaz au-dessous des brames;
10. Fournit un système d'atténuation anticipé sans frais supplémentaires;
11. Offre aux ingénieurs plus d'options de conception que seulement une dalle structurée suspendue sur une base de poutre ou une conception de dalle renforcée par post-tension
12. sur des sites avec des sols gonflants;
13. On peut obtenir des longueurs plus longues dans les dalles de structure de pieux/ longrines que les dalles standard;
14. Aide les concepteurs à fournir des fonctionnalités durables qui contribuent au bâtiment certifié GREEN ou LEED.

2) Assemblage des unités

Chaque unité se connecte facilement pour créer une structure autoportante qui agit comme un travail de forme permanente, en remplaçant le gravier, le remplissage dur et fournit sous les vides de la dalle pour l'évacuation. PONTEX est un élément structurel novateur qui, combiné avec CUPOLEX, peut être utilisé pour créer une dalle nervurée à deux directions ou à deux directions. Afin d'éviter tous vides, BETON STOP fournit des fermetures continues.

3) Type des dalles Cupolex

1. Type 1 : Dalle sur sites avec des conditions de sol non expansive ou faiblement expansives

Sur les sites à conditions de sols peu expansibles et non expansible, les unités Cupolex et Beton Stop sont utilisées pour concevoir des dalles de plancher standard et des planchers classiques pour des projets résidentiels, commerciaux ou industriels (Figure III-30).

Un tissu de fil soudé est utilisé dans l'assemblage dans toute la dalle. Un renforcement supplémentaire est utilisé lorsque la capacité de charge accrue est requise, comme les zones de garage ou les planchers chargés lourdement.

Le tissu métallique lorsqu'il est placé directement sur les formes Cupolex est positionné exactement à l'élévation requise sans besoin d'être soulevé en place.

Lorsque les couches supérieures du sol sont épaisses, Cupolex plus élevé peut être utilisé pour créer un vide plus profond dans la dalle.

Cela remplace le remplissage ou le gravier qui est habituellement nécessaire pour amener la dalle à niveau et éliminer les coûts associés à l'importation, le compactage et la certification du remplissage par ingénierie.

Plaques de plancher conventionnelles telles que le remplacement du remblai dur, une dalle flottante ou la fourniture d'espaces de craie où la construction de base de bloc classique ou la cloison de béton Les fondations sont utilisées, les Cupolex + Béton stop

a) Assemblage Cupolex et Béton

b) Renforcement avec des treilles

c) Pose du Béton

d) Dalle Cupolex fini

Figure III-30 : phasage d'exécution de la dalle Cupolex

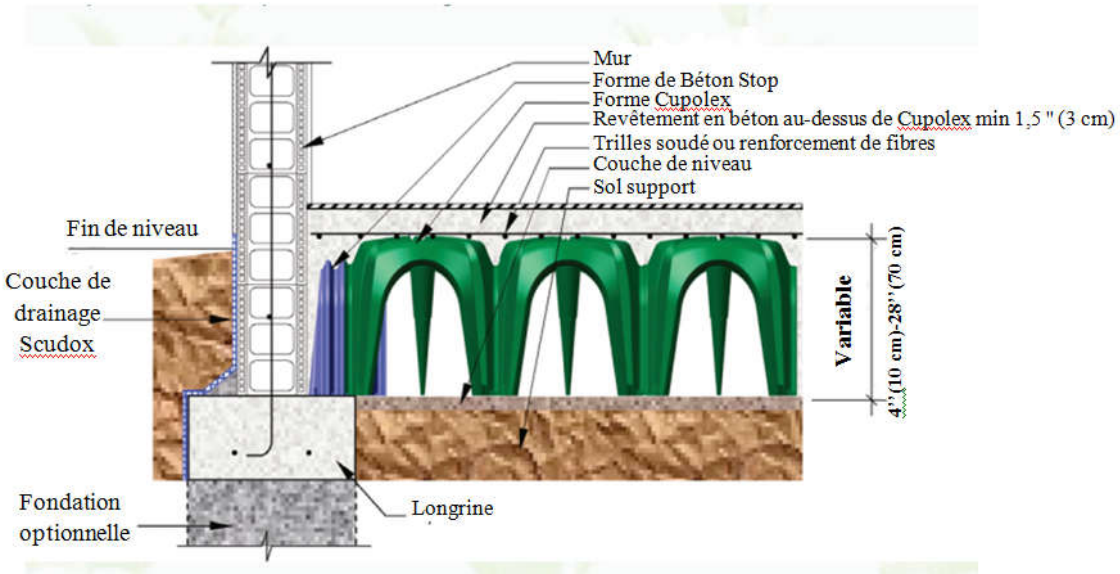


Figure III-31 : Structure de la dalle Cupolex

2. Type 2 sur sites avec des niveaux peu ou modérés d'expansion du sol

Les sites avec des niveaux de développement de sol faible à modéré nécessitent habituellement une norme renforcée ou plus couramment utilisée aujourd'hui, une fondation à base de ciment massif monolithique renforcé par post-tension.

Les vérifications de béton pour les plaques de Cupolex sont effectuées selon les normes nationales et locales en utilisant des barres filetées de renfort ou des tendons post-tension.

Les formes Cupolex sont installées entre les poutres de bord et Beton Stop assure des fermetures continues sur l'ouverture latérale des formes Cupolex.

La dalle et la fondation sont conçues pour résister aux déformations induites par l'humidité dans le sol en maintenant la surface supérieure dans une tolérance permise. L'Ingénieur conçoit des mesures de protection appropriées pour assurer l'intégrité à long terme des fondations et utilise Cupolex pour assurer la protection des dalles de plancher contre l'expansion potentielle du sol.

3. Type 3 sur sites avec sols expansifs élevés et critiques hydro-rabattables

Les sites constitués de ces types de sols difficiles nécessitent souvent des modèles de dalles très rigides avec des mesures de protection appropriées en raison de la gravité des dommages structurels que ces types de sols peuvent fournir. Les unités Cupolex et Pontex sont utilisées pour fournir un système de formage pour construire une dalle nervurée sur fondation mat matricielle (Figure III-32). Les unités Beton Stop sont utilisées pour former le périmètre et les faisceaux intérieurs. Cupolex avec Pontex fournit une structure autoportante pour former un système de fondation à nervures.

Cupolex est utilisé pour réduire la zone de contact de la dalle-sol, fournir une dalle plus légère mais plus rigide qu'une dalle à nervures traditionnelle à la tranchée et avoir une forte résistance au poinçonnage à partir des principes d'ingénierie du dôme arc. Les vérifications de béton sont effectuées selon les normes nationales et locales en utilisant des barres filetées de renfort ou des tendons post-tension.

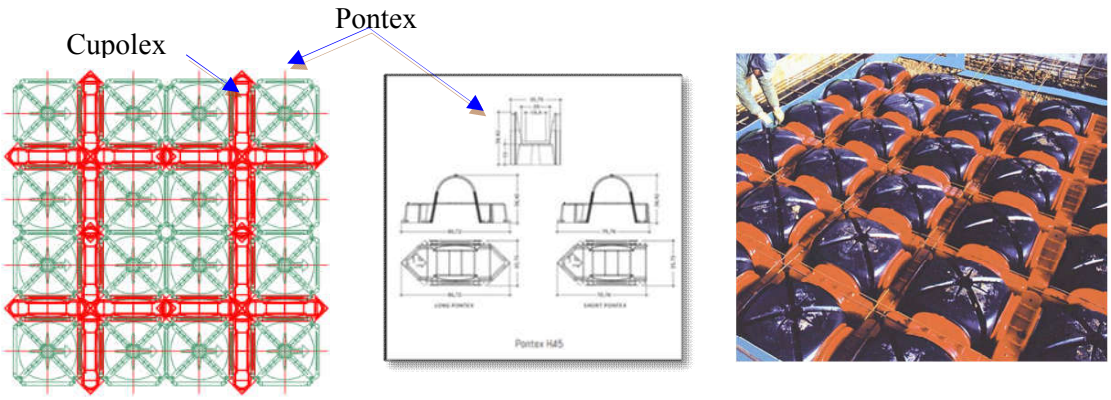


Figure III-32 : Structure de la dalle nervurée à partir du Cupolex et pontex

Cupolex + Pontex => système de fondation à nervures

- Zone de contact réduit de la dalle-sol
- Plus léger qu'une dalle à nervures traditionnelle
- Haute résistance au poinçonnage (effet 'dôme')

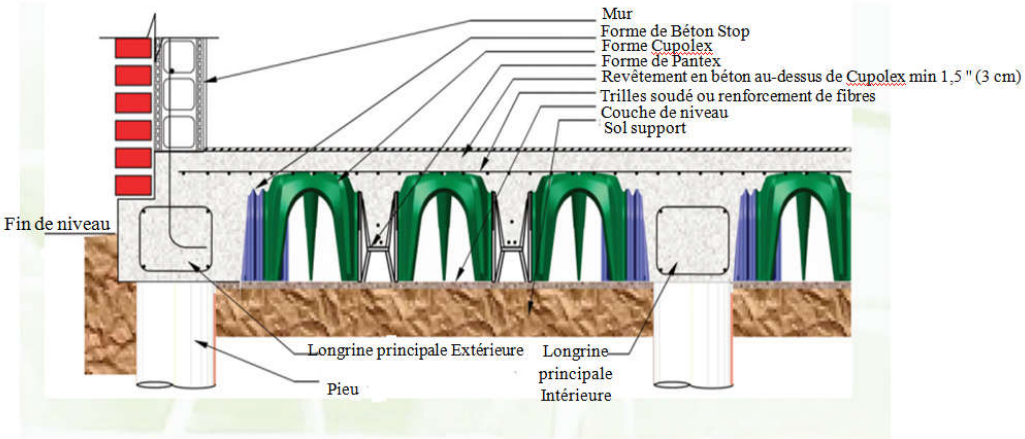


Figure III-33 : Structure de la dalle nervurée

4. Type 4 sur sites à sols à faible palier et expansifs

Les unités Cupolex et Pontex sont utilisées pour former une dalle renforcée structurée à cote qui peut s'accrocher sur des piles forées, des coussinets, des semelles intermittentes ou d'autres travaux en béton sans se détériorer après avoir durci la dalle de béton. Pontex crée une dalle à nervures directionnelle à deux directions et peut être utilisée pour former les faisceaux s'étendant entre les piles (Figure III-33). L'arrêt Béton peut également être utilisé pour former des poutres intérieures et extérieures profondes.

Différentes hauteurs de formes Cupolex peuvent également être installées au-dessous des faisceaux, ce qui fournit le vide nécessaire pour permettre au sol de passer librement.

Une ventilation passive ou active est recommandée dans les dalles de Cupolex. L'évacuation de la dalle inférieure réduira les niveaux d'humidité qui aident à contrôler la saturation des sols sous-jacents qui provoquent un gonflement de la sous-base. Les dalles purgées d'air Cupolex sont également recommandées pour atténuer toute intrusion de vapeur existante ou potentielle telle que le radon, le méthane ou les COV dans le sol (Figure III-34).

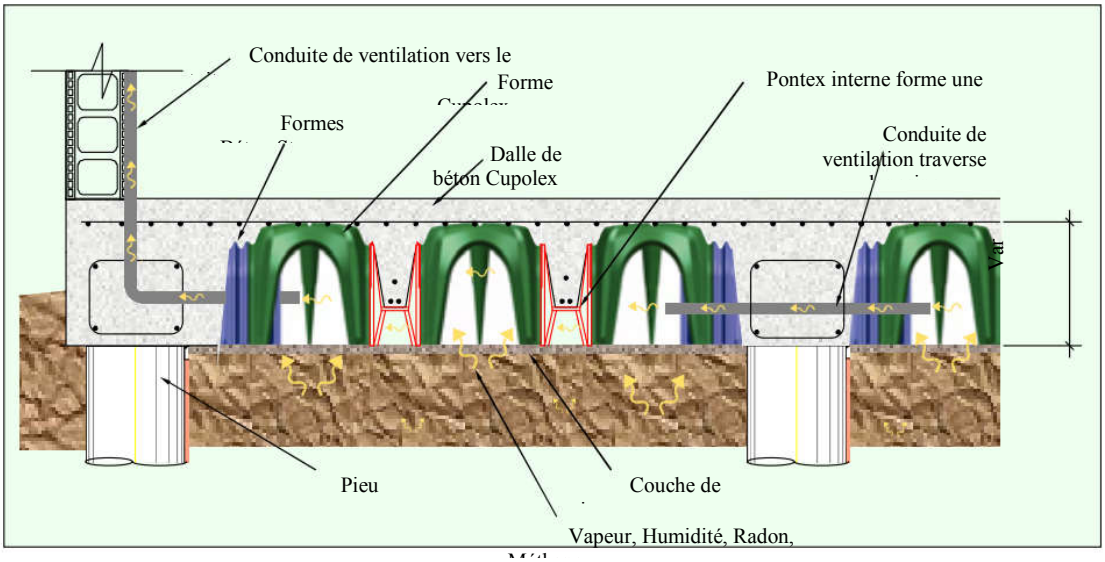


Figure III-34 : System de ventilation des dalles Cupolex

III.3.5. Conclusion

Le choix d'une solution que nous avons cité dépend principalement des moyens disponibles et ainsi que l'importance et le type de la structure elle même et la qualité des matériaux disponibles

Moyens préventifs d'information représenté par les Plans de Prévention des Risques qui doit être disponible sous forme des cartes géologiques afin d'identifier les zones argileuses à risque, des études minéralogiques sont effectuées (détermination des zones à argiles gonflantes), couplées à des essais géotechniques classiques et des données de dégâts antérieurs

CONCLUSION GENERALE

Conclusion général

Les matériaux argileux, que ce soit les sols ou les roches, sont très fréquents et couvrent une partie considérable du globe terrestre. La maîtrise du phénomène de gonflement demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts occasionnés par ce phénomène sur les différents ouvrages construits en formations argileuses.

Il faut voir recensée les conséquences du gonflement sur le comportement des ouvrages géotechniques. Et ensuite, il convient d'étudier plus en détail les caractéristiques et de la texture des matériaux argileux.

Enfin, nous avons défini les divers facteurs affectant le gonflement, l'influence des facteurs intrinsèques et facteurs externes sur le potentiel et la pression de gonflement.

Pour prévenir le risque du phénomène de gonflement, une conception adéquate est nécessaire pour, d'une part, empêcher toute arrivée d'eau à proximité des terrains gonflants et, d'autre part, calculer la structure capable de résister au gonflement à court et à long terme.

Le principe des dispositions actuelles visant à s'affranchir du problème de gonflement ou de retrait de certains sols repose sur les deux choix possibles:

- Supprimer ou minimiser les mouvements de terrains, soit en limitant les variations de teneur en eau (imperméabilisation, drainage, dispositions visant à garantir les raccordements de réseaux d'eau humidification préalable), soit en diminuant la sensibilité du terrain au gonflement par une action physico-chimique (traitement à la chaux, au ciment ou aux sels), soit en déblayant les terrains gonflants sur la hauteur où ils sont sujets à des variations hydriques trop importants en leur substituant un autre sol (remblais non gonflant).

- Adapter la structure de l'ouvrage aux mouvements des terrains afin qu'elle résiste ou accepte les déformations. Il s'agit dans ce cas, soit de diminuer la rigidité et le monolithisme de l'ouvrage au moyen de joints ou d'articulations qui permettent des déformations différentielles importantes (surtout valable pour des bâtiments légers et coût important pour une efficacité non garantie), soit de rigidifier la structure par renforcement ou sur dimensionnement.

Nous avons proposés une renforcement des structures par de système de fondation peu profond (puits forés) ou profond (pieux) selon du degré de soulèvement reposé sur des couches stables ou sur des couches ont des mouvements différentielle tolérable ainsi on peut renforcé par la réalisation des dalle minces de type « gaufre » en béton armé en deux forme traditionnellement renforcé ou en poste tension ou avec des dalle de type Cupolex qui ne freinent pas les force de soulèvement du sol gonflant, en outre, les charges mortes de la dalle de béton sont généralement

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1 **Bekkouche A., Aissa Mamoune S. M. et Djedid A., (2002), —**Techniques de stabilisation des sols expansifs‖, Journées d'Études sur les Sols Gonflants (JÉSG),Laboratoire Eau et Ouvrage dans Leur Environnement, Département de Génie Civil.Université de Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.

2 **TM 5-818-7,**Technical Manual- Foundations in Expansive Soils, 1 September 1983 - John A Wickham Jr (1983)- Department of the Army USA

3 Al-Rawas, A.A. et Goosen, M.F.A. (2006), —Expansive Soil – Recent Advances in Characterization and treatment‖, Proceedings and Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences, Balkema, Taylor and Francis Group, London, UK

4 **Al-Rawi, N. M., (1981), -**"The effect of curing temperature on lime stabilization", Proc. 2nd Conf. on Engineering Materials, Sydney, 611-662.

5 **Bell, F. G., (1988),** - Stabilisation and treatment of clay soils with lime‖. Ground Engineering, 10-29.

6 **Bengraa, L., Hachichi, A., Bourokba, A., et Benaissa, A., (2005), "**Etude de la Stabilisation des Argiles par Ajout de Sable de Carière‖, 2ème Journées d'Études sur les Sols Gonflants (JÉSG2), Laboratoire Eau et Ouvrage dans Leur Environnement, Département de Génie Civil, Université de Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.

7 **BRGM/RP-51994-FR** Décembre 2002 - Établissement de plan de prévention des résques naturels concernant les mouvements différentiels de sols liés au phénomène de retrait-gonflement des argiles dans le départiment de Dordogne - etude réalisée dans le cadre des actions de services public du BRGM 01- RIS-303 (BRGM : Bureau de Recherches Géologiques et Minières),

8 **BRGM/RP-54862-FR** octobre 2006 - Étude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti-Rapport final- (BRGM : Bureau de Recherches Géologiques et Minières),

9 **Casagrande, A., (1947), —**Classification and identification of soils‖, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 73, N°6 Part 1.

10 **Chen F.H., (1984), —**The distribution and characteristics of swelling clays in China‖, Proceedings of the 5th International Conference on Expansive soils, Adelaide, South Australia.

11 **Chen F.H., (1988), —**Foundation on Expansive Soils, Elsevier Scientific Publishing Company INC., New York, USA.

12 **Daniel Tessier janvier 2006** - Analyse Comparative De Politiques De Prévention Du Risque De « Sécheresse Géotechnique » Modélisation Et Visualisation Du Phénomène ; Rapport final,

13 **DELFAUT Abel , et SOYEZ Bertrand** October 1990"Mode d'exécution des remblais sur sols mous renforcement par colonnes de sol traité à la chaux vive, Site exprimental de limay (78)" rapports des laboratoires- série ; géotechnique-mecanique des sols -sciences de la terre- **GT-43**

14 **Didier, G., (1972), —**Gonflement Cristallin et Macroscopiques de Bentonite‖, Thèse de Doctorat, Université Claude Bernard, Lyon.

15 **DJAANI Mabrouka , BENMANSOUR Samah Farah** (2011) - Stabilisation des sols gonflants de la région d'In-Aménas par ajouts des liants hydrauliques (Chaux et Ciment) Thèse d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI) Université Kasdi Merbah Ouargla

16 **Djedid, A., Bekkouche, A., et Aissa Mamoune, S.M., —**Identification et prévision du Gonflement de quelques Sols de la région de Tlemcen (Algérie)‖, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées -233-Réf. 4375-PP. 67-75.

17 **EL HACHMI Abdelhadi (2013) argile et minéraux argileux : propriétés physico-chimiques et propriétés colloïdes thèse pour l'obtention du diplôme** Master fondamentale Chimie **-** Université Abdelmalek Essaadi **Faculté des Sciences Tétouan** - 2013

18 **FERRAH Ferrah (2006)** - Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des fondations superficielles Thèse pour l'obtention du diplôme de MAGISTER Spécialité : Génie Civil Option : Mécanique des sols - Université El Hadj Lakhedar Batna.

19 **Hachichi, A., Bourokba, S., et Benaissa, A., (2002),"**Etude de la Stabilisation Chimique des sols gonflants de la région d'Oran‖, Journées d'Études sur les Sols Gonflants (JÉSG), Laboratoire Eau et Ouvrage dans Leur Environnement, Département de Génie Civil. Université de Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.

20 **HARRAT Mohamed (2007)** - Contribution à l'amélioration du procédé de fabrication de la céramique Etude sur site : unité Maghreb céramique de Touggourt Thèse pour l'obtention du diplôme de MAGISTER Spécialité : Génie des Procédés Option : Génie Chimique - Université Kasdi Merbah Ouargla

21 **Hossein Nowamooz (2007)** - RETRAIT/GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX COMPACTES ET NATURELS THÈSE pour l'obtention du grade de DOCTEUR DE L'I.N.P.L. Spécialité Génie Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique .

22 **Houssine EJJAAOUANI 9 juillet 2008**- Interactions Des Fondations Et Des Sols Gonflants : Pathologie, Calculs Et Etudes Expérimentales - Thèse *d'obtention du diplôme de* docteur de l'école nationale des ponts et chaussées *spécialité* : géotechnique.

23 http://cupolex.ca/wp-content/uploads/2012/02/everything_about_cupolex.pdf (consulté en 2017)

24 http://www.cecsgroup.com.au/_datasheets/concrete-formwork/cupolex/Cupolex%20Brochure.pdf (consulté en 2017)

25 https://www.caddetails.com/CompanyContent/4868/docs/ReactiveSoils- (consulté en 2017)

26 https://www.caddetails.com/CompanyContent/4868/docs/ReactiveSoils-TheCupolexSolution.pdf (consulté en 2017)

27 **Huder et Amberg (1970)**, dans la publication de Kebaili, M —Aperçu sur les procédés expérimentaux de mesure du potentiel de gonflement des sols expansifs‖, Journées d'Études sur les Sols Gonflants (JÉSG), Laboratoire Eau et Ouvrage dans Leur Environnement, Département de Génie Civil. Université de Aboubakr Belkaïd, Tlemcen,**27 et 28 Oct. 2002**.

28 **Jean-Pierre MAGNAN (**2013) - Panorama des sols gonflants en géotechnique - Article est issu de conférences présentées à la 2ème Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique (Rabat, décembre 2011), aux 4èmes Journées Africaines de Géotechnique (Kribi, Cameroun, juin 2012) et aux 5èmes Journées Africaines de Géotechnique (Brazzaville, Congo, mai 2013). - Université Paris-Est, IFSTTAR,

Marne-la-Vallée, France BLPC • n°280-281 • Novembre 2013

29 **Jennings J.E., et Evans G.A., (1962), "**Practical procedures for building in expansive soil areas‖, South Africa Builder.

30 **Jennings, J.E, et Knight,K, (1957), —**The prediction of total heave from the double oedometer test 1957-1958‖, Symposium of Expansive Soils South African Institution of Civil Engineering, Johansburg.

31 **Jones D. E., et Holtz W. G., (1973), "**Expansive Soils – The hidden disaster‖, Civil Eng., ASCE 43(8).

32 **Kebaili, M., (2005), "**Aperçu sur les Procédés Expérimentaux de Mesure du Potentiel de Gonflement des Sols Expansifs‖, 2ème Journées d'Études sur les Sols Gonflants (JÉSG2), Laboratoire Eau et Ouvrage dans Leur Environnement, Département de Génie Civil,Université de Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.

33 **Kebaili, M., (2008), —**Construction sur Sols Gonflants au Service du Développement‖, Laboratoire Exploitation et Valorisation des Ressources Naturelles en Zone Arides,Université Kasdi Merbah, Ouargla.

34 **Kebaili, N (2006)**, - Analyse du gonflement de l'argile en relation avec ses limites de consistance : Application aux argiles de Hassi Messaoud et d'In-aménas‖,These pour l'obtention du diplôme de MAGISTER Université Kasdi Merbah Ouargla, 2006.

35 **Kormi, T., (2003), —**Modélisation Numérique du Gonflement des Argiles non Saturées‖, Thèse de Doctorat, Ecole National des Ponts et Chaussées.

36 **Lamara M., et Merah A., (2002),"**Analyse d'un cas pathologique de gonflement de sol au niveau de l'université de Laghouat‖, Journées d'Études sur les Sols Gonflants (JÉSG), Laboratoire Eau et Ouvrage dans Leur Environnement, Département de GénieCivil. Université de Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.

37 **Mateos, M. et Davidson, D.T., (1962a), —**Lime and Fly ash Proportions in Soil-lime-fly ash Mixtures and Some Aspects of Soil-lime Stabilization‖, Highway Research Board of the National Academy of Sciences, National Research Council, Washington, D.C.- Bulletin N° 335, pp 40-64

38 **Mouroux P., Margron P. et Pint J.C., (1988), "**La construction économique sur sols gonflants‖, Manuels et méthodes n°14. B.R.G.M., Orléans.

39 **NEDJAHI A. RAOUF Et DJOUDI ABDELKRIM (2015)** -STABILISATION DES SOLS GONFLANTS PAR AJOUT DES LIANTS HYDRAULIQUES - Thèse pour l'obtention du Diplôme de Master ANNÉE 2015 Université Mohamed Chérif Mesaadia Souk-Ahras

40 **Nelson J. D., et Miller D. J., (1992), "**Expansive soils problems and practice in foundation and pavement engineering‖, Edition John Wiley et Sons, INC.

41 **Nicolas CABANE (2004) -** Sols Traites A La Chaux Et Aux Liants Hydrauliques : Contribution A L'identification Et A L'analyse Des Eléments Perturbateurs De La Stabilisation Thèse pour obtenir le grade de Docteur de l'Université Jean Monnet et de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de St-Etienne *Discipline : Génie des Procédés*

42 **Routes N°89 - Septembre 2004 - documentation technique, P8**

43 **Thompson, M. R., (1968), -**"Lime stabilization of soils for highway purposes". Final Summary Rep. Civil Engineering Studies, Highway Series No. 25, Illinois Cooperative Highway Research Program, Project IHR-76, 26 pp.

44 **Verdel, T., (1993), —**Géotechnique et Monuments Historiques, Méthodes de modélisation appliquées à des cas égyptiens‖, Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.

45 **Wakim J., (2005), —**Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses‖, Thèse de doctorat, École Nationale Supérieure des Mines (Paris).
46 **ZENKHRI Abderrezak (2009)** - Solutions de construction sur sol potentiellement gonflant-Application à la région d'In-Aménas Thèse MAGISTER ANNÉE 2009/2010