

Etude de cas pathologique d'un lycée à Sidi Bouzid, Tunisie et recherche des solutions de remédiation

A pathological case study of a high school in Sidi Bouzid, Tunisia, and a search for remediation solutions.

ELLEUCH Hana

Enseignant chercheur

Ecole Nationale des Ingénieurs de Sfax

Université de Sfax

Unité de l'environnement et géotechnique

Tunisie

Rouis Jamel

Professeur

Ecole Nationale des Ingénieurs de Sfax

Université de Sfax

Unité de l'environnement et géotechnique

Tunisie

Date de soumission : 16/01/2026

Date d'acceptation : 15/02/2026

Pour citer cet article :

ELLEUCH H. & ROUIS J. (2026) « Etude de cas pathologique d'un lycée à Sidi Bouzid, Tunisie et recherche des solutions de remédiation », Revue Internationale du chercheur «Volume 7 : Numéro 1 » pp : 790- 829

Résumé :

Un lycée se trouve dans le centre de la Tunisie, il est situé à une dizaine de kilomètres au nord-ouest de la ville Jilma dans le gouvernorat de Sidi Bouzid. Ce bâtiment a une emprise au sol environ 3344,43 m². L'apparition des fissures au niveau des maçonneries, l'ouverture des joints de rupture et le soulèvement des dalles est depuis l'année 2006. On a remarqué la présence de fuite de canalisation de l'eau usée et l'eau potable ainsi l'absence d'un système de drainage de l'eau pluviale. Ce lycée n'est pas collecté à un réseau d'assainissement collectif, le rejet de l'eau usée s'effectue au niveau de la fosse septique. L'infiltration de l'eau dans le sol de fondation augmente l'humidité de sol en déclenchant le phénomène de gonflement. D'après les analyses effectuées en laboratoire, on a évalué que la pression de gonflement du sol de fondation est très importante. Cette pression est supérieure à la charge exercée par le bâtiment sur le sol. Elle diffère d'un point à un autre du sol vue l'hétérogénéité de celui-ci et l'hétérogénéité de l'infiltration de l'eau. Pour empêcher la variation de la teneur en eau au niveau de la fondation, on a étudié plusieurs solutions telles que la mise en place des micropieux ou des géomembranes enterrés ou la construction d'une tranchée drainante pour l'évacuation de l'eau de ruissellement.

Mot clé : Argile, sol gonflante, Pression de gonflement, Fissuration, lycée.

Abstract :

A high school is located in central Tunisia, it is located about ten kilometres northwest of the city Jilma in the governorate of Sidi Bouzid. This building has a footprint of approximately 3344.43 m². The appearance of cracks in the masonry, the opening of rupture joints and the lifting of the slabs has been since 2006. Lack of a rainwater drainage system. This high school is not collected in a collective sanitation network, the discharge of wastewater takes place at the level of the septic tank. The infiltration of water into the subgrade increases soil moisture by triggering the swelling phenomenon. Based on laboratory analyses, the swelling pressure of the subgrade was assessed to be very high. This pressure is greater than the load exerted by the building on the ground. It differs from one point to another from the soil because of its heterogeneity and the heterogeneity of water infiltration. To prevent the variation of the water content at the level of the foundation, several solutions have been studied, such as the placement of micro piles or buried geomembranes or the construction of a drainage trench for the evacuation of run-off water.

Key-words: Clay, swelling soils, swelling pressure, cracking, School

Introduction

Le phénomène de retrait-gonflement des argiles engendre chaque année dans le monde des dégâts considérables aux bâtiments plus particulièrement les bâtiments individuels et légers. Ceux-ci sont vulnérables au phénomène en raison de leur construction sur des fondations à de sols gonflants. En France les dégâts dépassent 60 millions d'euros cumulés par département entre 1989 et 1998 d'après la Direction de la Prévention des pollutions et des risques. Le Maroc a vécu plusieurs dégâts au niveau de l'ouvrage vu l'intensité des dépôts de sols gonflants qui se répartissent du nord au sud du pays (Ejjaaouani, 2008). L'Afrique du sud d'après les observations effectuées à Kimberley est caractérisée par des amplitudes de gonflement de 0,6 m pour une couche de sols gonflants de 6 m d'épaisseur (Williams, 1991). La Tunisie aussi a vécu plusieurs dégâts comme l'exemple de cas des deux bâtiments : La tour « Osman Bahri » et le département de génie civil à l'Ecole National D'Ingénieur De Tunis d'après une étude d'expertise effectuée par le Bureau d'étude AEUD en février 1991. Dans le monde entier, une grande attention est accordée aux problèmes de construction sur les sols gonflants. De nombreuses recherches sont menées dans ce domaine aux États-Unis, en France, en Afrique du Sud, en Russie, en Inde, en Chine et au Royaume-Uni (Ejjaaouani, 2008).

Une étude de cas pathologique d'un lycée se trouve à la délégation de Jilma caractérisé par la présence de désordres significatifs depuis quelques années : fissures généralisées sur les murs, ouverture des joints de la rupture, déformations des dallages et fracturation au niveau des trottoirs. Ces dégâts diminuent la sécurité et la durabilité du bâtiment. La direction a effectué des réparations superficielles et provisoires pour essayer de diminuer les risques, mais la situation reste la même et plus grave. Notre étude consiste à identifier en premier lieu la zone d'étude et à effectuer une analyse géotechnique pour connaître les causes et à chercher les solutions adéquates pour sauvegarder cet établissement (Biscaye, 1965). Le lycée se trouve dans le centre de la Tunisie avec 39,36 G de latitude et 7,88G de longitude, il est situé à une dizaine de kilomètre au nord-ouest de la ville Jilma dans le gouvernorat de Sidi Bouzid. La température moyenne annuelle à Sidi Bouzid est de 20°C. Janvier est le mois le plus froid, la température descend parfois au-dessous de 5°C. Juillet et Août sont les mois les plus chauds à température élevée varie entre 36 et 38 °C (Soltner, 2000). Le taux d'évaporation dans cette région est très important de valeur moyenne annuelle varie entre 2200 mm et 2400 mm.

Le lycée se situe dans la partie nord-ouest de la carte géologique de Hajeb L'Ayoun d'échelle 1/50000, plus précisément dans le synclinal de Djebel Trozza. Le site est constitué par différentes couches d'âge Quaternaire, Miocène et Oligocène. La formation concernée de ce site est la formation – Saouaf de lithologie argileuse verte souvent gypseuse alternant avec des sables à grains fins (G.Gastany, 1947 ; Elghali et al ., 1995). La Miocène moyen supérieure datée est constitué par trois couches d'âge différentes : Langhien, Serravalien et Tortonien (Elghali et al ., 1995).

Pour toute construction, le choix du sol de fondation à certaine profondeur dépend non seulement de la charge appliquée par le bâtiment mais aussi de la variation de son état physique sous l'influence de sa teneur en eau (Morel, 1996). Plusieurs chercheurs font des études sur le phénomène de gonflement des sols qui demeure non maîtrisable, et qui provoque des grands dégâts à travers le monde (Bouroullec et al., 2009). Les études effectuées ont pour but de limiter l'intensité de ces dégâts, et de comprendre le comportement des sols expansifs. La mauvaise étude géotechnique du sol ou la mauvaise intervention de la part des constructeurs des édifices au niveau des sols argileux et au niveau du choix du type de fondation facilitent l'influence du phénomène de gonflement (Barahona, 1974). Les opérations engagées sans reconnaissance préalable correcte du sol de fondation au moment de l'exécution des travaux nécessitent des interventions, des réparations et des modifications des projets souvent très coûteux (Salvi, 1999).

1. Revue de littérature :

Lors de la construction des bâtiments ou d'ouvrages sur des sols gonflants, les intervenants doivent agir de façon préventive pour atténuer les interventions curatives par une analyse approfondie de la capacité de gonflement. Ils doivent choisir des solutions techniques et économiques pour la stabilisation des effets du gonflement ou du retrait sur les fondations, et évaluer des charges optimales sur les fondations pour qu'elles ne subissent pas des déformations dangereuses pendant l'exploitation de ces constructions.

Les sols argileux ont la propriété de se gonfler lorsque l'eau pénètre dans une couche de sol argileux non saturée et s'abaisse lorsqu'il la perte (Williams, 1991). Le mouvement du gonflement et d'affaissement produisent le plus souvent des déformations non uniformes du sol argileux (Bouroukba, 2001).

Ce mouvement peut provoquer aux bâtiments non seulement une diminution de leur sécurité et de leur durabilité, mais aussi leur rupture en les rendant inutile à l'exploitation (Manani, 2006). La différence de mouvement entre deux points d'un bâtiment engendrée par le phénomène de tassement ou de gonflement des sols argileux conduit à sa fissuration ou à sa rupture après le dépassement d'un certain seuil (Vincent M et al, 2007). Ce mouvement se manifeste à cause de plusieurs facteurs : L'humidification non uniforme du sol, l'hétérogénéité du sol et l'hétérogénéité de contraintes exercées par le bâtiment sur le sol (Azouz, 2006). Le bâtiment constitue en deux types de face: une face comprimée et une face tendue. Ceux-ci sont subies par des fissurations obliques de 45° . Les fissures passent par des points de faiblesse de l'ouvrage tel que les angles d'ouverture comme brins portes et les fenêtres. Elles dépendent de la nature de la fondation : Une fondation sur semelles isolées (Fissures diagonales au milieu de l'un des côtés du bâtiment, fissures diagonales de cisaillement à l'angle du bâtiment, fissures de cisaillement avec orientation horizontale), une fondation sur semelles filantes (Fissures subverticales de traction par flexion due à un gonflement différentiel maximum au centre du bâtiment, fissures diagonales de cisaillement à la périphérie du bâtiment). Les fissures diagonales de cisaillement sont dues à un gonflement différentiel (Mouroux et al., 1988).

Lorsque la proportion des minéraux argileux de diamètre inférieur à 0,002 mm dans le sol est importante, elle augmente la capacité de gonflement du sol. La présence des particules sableuses et limoneuses dans le sol facilite l'infiltration de l'eau donc un gonflement plus rapide qu'un sol purement argileux (Gromko, 1974). Les caractéristiques minéralogiques de sol interviennent au niveau de la structure des minéraux argileux, leur capacité d'échange cationique et leur surface spécifique. L'organisation des sols argileux dépend des minéraux argileux, du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Ils influencent sur le gonflement inter-agrégats. Le sol argileux profond et consolidé a une structure serrée et orientée des particules argileuses ; elle se nomme une structure dispersée. Le gonflement dans ce cas est plus important que les sols argileux peu profonds ayant une sédimentation récente et une structure floculée (Raoul P.I, 1990). L'existence des intercalations sableuses dans la formation argileuse facilite la circulation de l'eau dans le sol. Ces intercalations sont à l'origine de fréquente variation de la teneur en eau dans les parties argileuses (Bouroullec et al, 2009; Colas, 2010).

Les facteurs influençant le gonflement sont des facteurs intrinsèques et des facteurs externes : Prenant en compte les facteurs intrinsèques (Bouroukba, 2001) : Les minéraux argileux sont des phyllosilicates d'aluminium constitués de plusieurs feuillets ou paquets élémentaires, chaque feuillet est formé par deux couches ou par trois couches d'aluminate octaédrique et de silicate tétraédrique reliées entre eux par les atomes O et OH. L'espace présenté entre deux feuillets successifs appelé un espace inter foliaire (Grim, 1968, Mitchell 1976; Tucher M.E, 1981; Morel R, 1996; Ejjaouani, 2008). La substitution dans les feuillets d'un cation de valence élevée par un cation de valence moins élevée provoque une charge nette négative de la particule argileuse (Le roux, 1972). La substitution isomorphe c'est lorsque les ions d'échange sont à peu près de la même dimension (Al^{3+} pour Si^{4+} dans la couche tétraédrique ; Mg^{2+} ou Fe^{2+} pour Al^{3+} dans la couche octaédrique). Plus la capacité d'échange ionique est importante plus la capacité du gonflement est importante. L'étude des différents minéraux argileux se fait cas par cas. La capacité d'échange cationique du minéral kaolinite est de l'ordre de 3 à 15 meq/100g (Grim, 1968; Mitchell 1976), Pour les illites, la capacité d'échange cationique est de l'ordre de 10 à 40 meq/100 g (Grim ,1968 ; Mitchell 1976 ; Tucker E, 1981 ; Morel R, 1996 et Ejjaouani, 2008). La surface spécifique : C'est le rapport entre la surface d'un solide et sa masse, exprimé en m^2/g ou m^2/kg . Les plus grosses particules ont une surface spécifique plus petite que les plus petites particules (Salvi et al., 1999). La surface spécifique de la Montmorillonite est la plus importante des minéraux argileux (Yong et Warkentin, 1975), pour la kaolinite : $SE = 10$ à $30 m^2$, $SI = 0$, pour l'illite et la montmorillonite : $SE = 80 m^2$, $SI = 800 m^2$ (Soltner, 2000). Plus la densité sèche initiale des matériaux est importante, plus le sol a une capacité de développer des pressions de gonflement plus importante en présence d'eau (Cojean ,2008). L'augmentation de la teneur en eau initiale et de ses degrés de saturation provoque une diminution de la pression de gonflement. Plus le sol argileux est sec, plus sa capacité d'absorption de l'eau par la succion est grande (Azouz, 2006). La température affecte le taux de gonflement par l'accélération au niveau de l'échange ionique. Les expériences menées ont montré une réduction de 17% à 28% du taux de gonflement, quand la température diminue de $66^{\circ}C$ jusqu'à $24^{\circ}C$ (Mehmit et al., 1982).

2. Diagnostique et analyse des dégâts du construction

Le lycée a été construit en 2000, il est constitué par une partie RDC et une partie RDC+1 (Figure 17). Il est réalisé en brique et en béton armé. Une analyse effectuée à propos du dosage du béton confirme que ce dernier a été bien dosé. Ce bâtiment a une emprise au sol environ 3344,43 m² avec une cour de 1180,60 m².

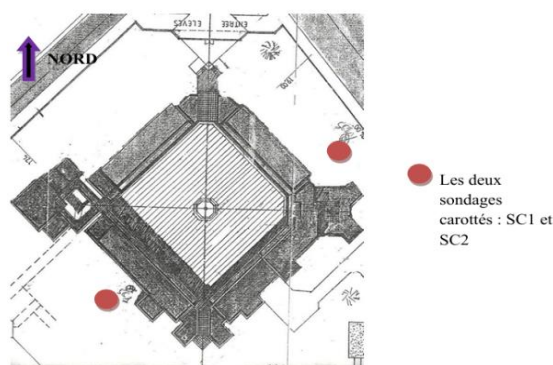


Figure 1. Le lycée et les sondages carottés

L'utilisation de ce dernier est en 2001 avec un nombre d'enseignants et d'élèves réduits (241 élèves). La cour à l'intérieur du lycée reste 6 ans sans dallage depuis sa construction. Ce bâtiment n'est pas connecté à un réseau public d'assainissement. Le rejet de l'eau usée s'effectue au niveau de la fosse septique. L'apparition des fissures au niveau des maçonneries, l'ouverture des joints de rupture et le soulèvement des dalles datent depuis l'année 2006. Le lycée est relié au réseau public de la distribution de l'eau (SONEDE). La consommation de l'eau potable est environ 1100 m³/an (221 jours de présence). La présence de plusieurs fuites au canalisation (photo 1 et 2) conduit à l'augmentation de l'humidité du sol. L'eau potable utilisée dans les affaires courantes est récupérée par la suite dans un réseau de drainage jusqu'à la fosse septique. Une partie de l'eau potable se dissipe et s'infiltre dans le sol.



dans le sol



dans le sol

Le lycée est non relié au réseau public d'assainissement (ONAS). Il a été disposé d'un système de drainage des eaux usées individuel par la construction d'une fosse septique. Les canaux sont reliés avec des regards de répartition aux blocs sanitaires et ménagers. Les parois des regards sont fabriquées en brique ordinaire (Photo 3 et 4).



Photo 3: Représentation de la fosse septique



Photo 4: la saturation du regard

Les canaux construits ont perdu leur étanchéité durant leur construction suite à l'apparition de plusieurs fissures qui sont apparues à cause de plusieurs facteurs : les charges appliquées suite à un passage des véhicules à la surface, la corrosion des maçonneries par l'acide sulfurique issu de la production de sulfure de l'hydrogène par des bactéries anaérobies thiobacilles. La fosse septique est à 4 m de profondeur. Elle récupère environ 900 m³ d'eau usée par an.

Une partie de l'eau de précipitation s'infiltre dans le sol, une autre s'évapore et le reste ruissèle par une conduite de drainage. Le lycée ne dispose pas d'un système de drainage bien étudié pour la récupération de l'eau pluviale. L'eau qui tombe sur la toiture se déverse directement dans le sol par un tuyau (Photo 5 et 6).



Photo 5: Un tuyau de drainage de l'eau de pluie



Photo 6: déversement de l'eau pluviale

On remarque un écartement énorme au niveau de l'ouverture des joints de rupture par rapport à l'état initial d'une évolution progressive de 20 mm jusqu'à atteindre actuellement environ 5 à 12 cm. Un écartement important s'effectue au niveau du joint de telle façon qu'il a provoqué une séparation énorme entre les carrelages (photo 8) et des fissures apparus au niveau du joint (photo 7)



Photo 7: Ouverture du joint de rupture n°1 avec la présence de plusieurs fissures

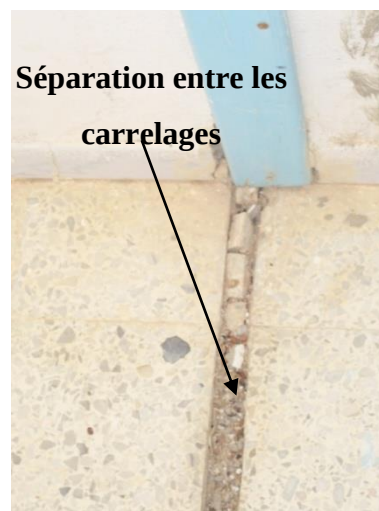


Photo 8: Vue de l'ouverture du joint de rupture n°1 au niveau de premier étage



Photo 9: ouverture du joint de rupture n°2



Photo 10: ouverture du joint de rupture n°3

La couverture en acier du joint présenté dans la photo 9 se déplace de droite à gauche. L'ouverture apparaît grande. L'écartement au niveau du joint de rupture dans la photo 10 montre

un arrachement de la couverture en acier. La présence d'une grande ouverture au niveau de joint de rupture présenté dans la photo 11. L'ouverture de joint de rupture présenté dans la photo 12 est moins importante que les autres ce qui explique que le phénomène engendré par le sol sur le bâtiment se diffère d'un point à un autre de celui-ci. Les fissures (45°) apparaissent au niveau des cloisons des salles d'éducation (Photo 14) et au niveau des cloisons des salles de toilettes (Photo 13).



Photo 11: Ouverture du joint de rupture n°5



Photo 12: ouverture du joint de rupture n°4

On remarque l'existence de la même forme de fissure (Photo 13, 14, 15 et 16) qui sont des fissurations diagonales (45°). Lorsque les fissures atteignent une largeur de 3 à 4 cm, on parle de lézards (Photo 15, 16).

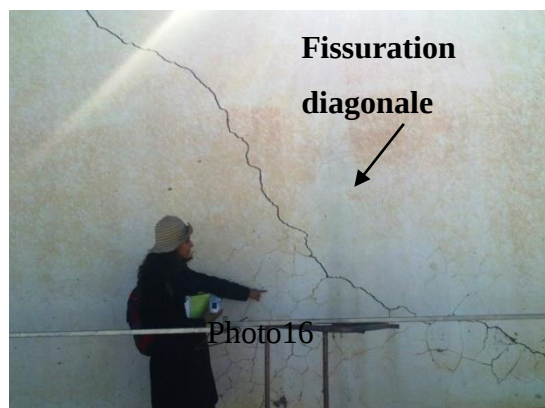
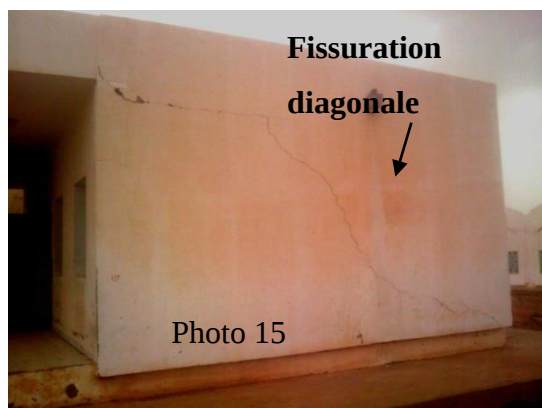


Photo 13



Photo 14

Photo 13 et 14: la fissuration dans les murs à l'intérieur du lycée.



Les photos 15 et 16: *Fissuration dans les murs extérieurs du lycée*

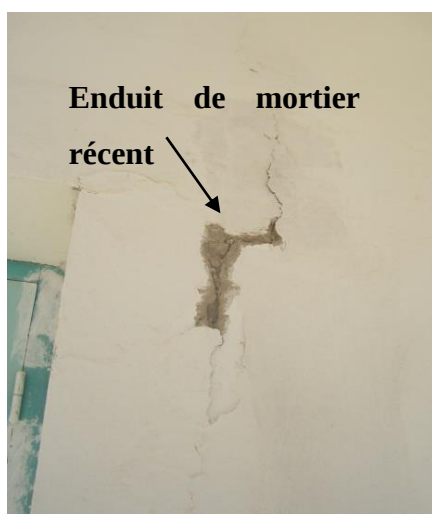


Photo 17



Photo 18

Les photos 17 et 18 : *Fissuration récente dans les murs*

Les fissures sont souvent obliques parce qu'elles suivent les discontinuités des éléments de maçonnerie. Le décollement des enduits et le placage de revêtement sur les murs sont apparus une deuxième fois pendant les dernières années malgré sa réparation de nouvelle fois par un enduit de mortier (photo 17 et 18). La deuxième apparition des fissures après sa réparation par un enduit nous a confirmé que ces dégâts sont engendrés par un phénomène qui ne concernent pas à la mauvaise qualité du dosage.

L'apparition de ces formes de désordre nous montre qu'un tel phénomène ne peut être provoqué que par la présence d'une pression de gonflement produite après la saturation du sol argileux par l'infiltration de l'eau.

Le dégât de l'ouverture des joints de rupture et la fissuration au niveau des murs diffère d'un point à un autre du bâtiment. Cette différence nous confirme que le phénomène est différentiel.

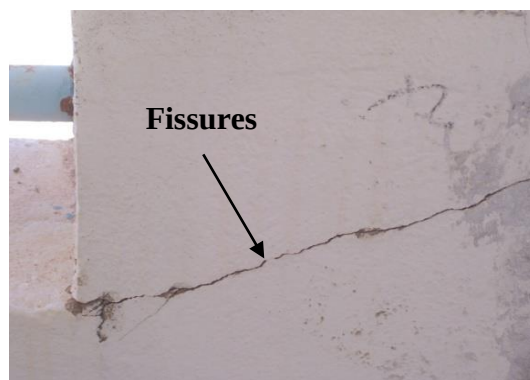


Photo 19: *fissuration des colonnes de bâtiment au niveau de premier étage.*

La fissuration arrivera aussi au niveau des colonnes du premier étage du lycée (Photo 19). La fissuration au niveau des colonnes en premier étage du bâtiment et les microfissures au niveau des poutres (Photo 24) nous a confirmé l'énormité de phénomène qui arrivera à affecter les blocs de RDC+1.

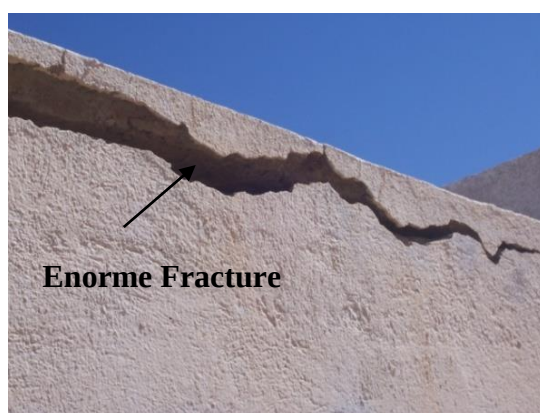


Photo 20



Photo 21

Photo 20 et 21: *Fracturation des murs et ouverture des joints de dilatation.*

On remarque la présence d'une ouverture très importante au niveau des joints de dilatation, d'un soulèvement et l'apparition des fractures énormes dans les murs de clôture du lycée (photo 20 et 21). Les joints de dilatation ont un rôle d'amortir les déformations engendrés par l'action de la variation de température au niveau des structures (Le Brazidek et al ., 2002).

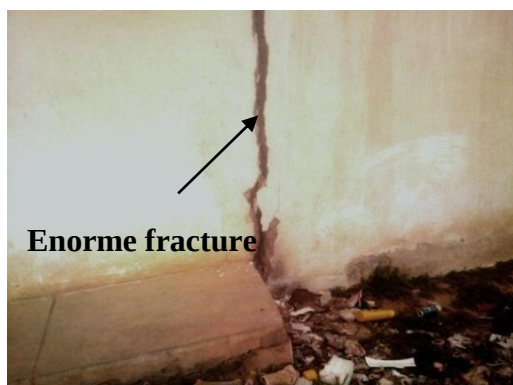


Photo 22

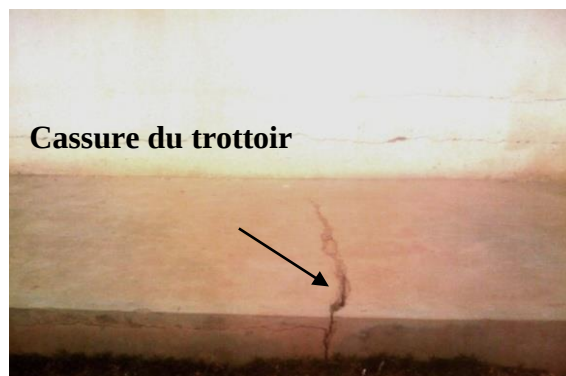


Photo 23

Photo 22 et 23 : *Enormité des fractures au niveau des murs et au niveau des couloirs*

La photo 25 montre la présence d'un soulèvement de la partie 2 par rapport la partie 1, ainsi que la photo 26 montre la présence de fissuration au niveau du dallage. Le soulèvement observé au niveau du dallage (photo 25) et au niveau des murs de clôture (photo 20 et 21) est la conséquence d'une poussée exercée par le sol vers le haut. Les fissures diagonales observées au niveau des murs sont dues suite à une fissuration de cisaillement (Photo 13, 14, 16 et 16). Avant le dallage de la cour à l'intérieure du lycée, l'eau de pluie tombe dans cette dernière, se concentre et s'infiltre dans le sol. L'eau pluviale tombant dans la toiture se déverse directement dans le sol à travers un tuyau (Photo 5 et 6). Avant le dallage de la cour à l'intérieure du lycée, l'eau de pluie tombe dans cette dernière, se concentre et s'infiltre dans le sol. L'eau pluviale tombant dans la toiture se déverse directement dans le sol à travers un tuyau (Photo 5 et 6).

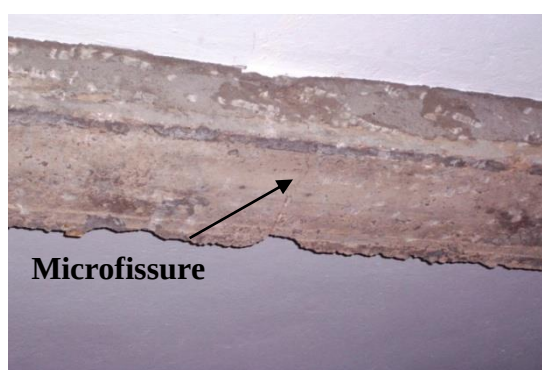


Photo 24 : *Apparition des microfissures au niveau de la poutre*

Avant le dallage de la cour à l'intérieure du lycée, l'eau de pluie tombe dans cette dernière, se concentre et s'infiltre dans le sol. L'eau pluviale tombant dans la toiture se déverse directement dans le sol à travers un tuyau (Photo 5 et 6).

L'eau de fuite de canalisation de l'eau potable (Photo 1 et 2) et de l'eau usée peuvent atteindre par infiltration le sol de fondation. L'eau usée récupéré dans la fosse septique s'infiltre et augmente l'humidité du sol (Photo 3 et 4). Tous ces facteurs déclenchent le phénomène de gonflement.



Photo 25

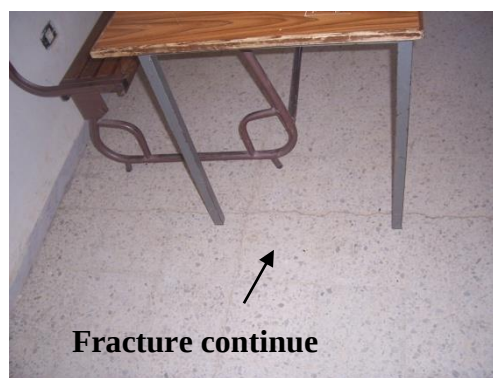


Photo 26

Photo 25 et 26 : Soulèvement et fissuration du dallage

3. Identification du sol de la zone d'étude

Les échantillons à analyser ce sont des matériaux intacts sous forme de carotte prélevés de différente profondeur par la technique de carottage, extrait de différentes profondeurs au-dessus et au niveau de la fondation à 2,5 m de profondeur qui sont : Pour le sondage carotté SC1 qui atteint 20 m de profondeur, on a : SC1-1 : 2,5-3m, SC1-2 : 4,5-5m, SC1-3 : 6,3-6,8m, SC1-4 : 10,5-11m. Pour le sondage carotté SC- 2 qui atteint 20 m de profondeur, on a : SC2 -1: 1-1,5m, SC2-2 : 4-4,5m. Les échantillons à analyser restent un temps considérable après ses prélèvements dans le laboratoire de bureau d'étude, les résultats des analyses sont présentés dans les tableaux si dessous et dans l'annexe ci joint. La teneur en eau des échantillons va changer par rapport à son état initial dans le sol. Les valeurs de la teneur en eau sont présentées par le bureau d'étude Thyna Sondage (Tableau 1).

Tableau 1 : Les valeurs de la teneur en eau

Sondage carotté	Profondeur (m)	La teneur en eau initiale(%)
SC ₁	3	16,49
	5	21,04
	6,8	-
	11	-
SC ₂	1,5	17,11
	4,5	18,00

La masse volumique des particules solides est déterminée à l'aide d'un pycnomètre en suivant ces étapes : on pèse l'échantillon après séchage puis on le met dans un pycnomètre rempli d'eau, le volume montré dans le pycnomètre concerne le volume des grains en substituant l'eau de masse volumique connue (Tableau 2). Le changement de la teneur en eau des échantillons par rapport à son état initial influence les valeurs des poids volumiques apparents (tableau 3).

Tableau 2 : Représentation des valeurs de masse volumique, de poids spécifique

Sondage carotté	Echantillon	Profondeur (m)	ρ_s (g/cm ³)	δ_s (KN/m ³)
SC ₁	1	3	2,744	26,91
	2	5	2,788	27,35
	3	6,8	2,830	27,76
	4	11	2,850	27,95
SC ₂	1	1,5	2,660	26,09
	2	4,5	2,803	27,35

Tableau 3: Représentation des valeurs du poids volumique sec et du poids volumique apparente

Sondage carotté	Echantillon	Profondeur (m)	ρ_d (KN/m ³)	δ' (KN/m ³)
SC ₁	1	3	16,48	19,12
	2	5	16,45	19,92
	3	6,8	16,59	-
	4	11	16,63	-
SC ₂	1	1,5	16,42	19,22
	2	4,5	16,59	20,81

D'après l'analyse granulométrique (Tableau 4), tous les échantillons contiennent plus de 55 à 60 % des éléments fins de diamètre inférieur à 0,08mm. La fraction argileuse de diamètre inférieur à 0,002mm présente dans le sol avec un pourcentage de 40 à 45% pour les échantillons ayant une profondeur supérieure à 2,5m sauf pour l'échantillon SC₂ -1. L'échantillon SC₂ -1 est marqué par sa faible quantité en fractions argileuses (22%). Le calcul des deux coefficients d'uniformité (C_u) et de la courbure (C_c) ne s'effectue pas dans notre cas vu que l'existence d'une grande quantité des éléments fins par rapport à les éléments grossiers (gravier, sable fin et sable grossier).

Tableau 4: *Tableau récapitulatif des résultats des essais granulométriques*

Sondage carotté	Ech°	Profondeur (m)	<0,08mm (%)	<0,002mm (%)	C_u	C_c
SC ₁	1	3	61,30	40,12	-	-
	2	5	55,70	40,30	-	-
	3	6,8	67,28	42,23	-	-
	4	11	68,20	45,20	-	-
SC ₂	1	1,5	62,01	22,10	-	-
	2	4,5	61,80	41,00	-	-

La Limite d'Atterberg (voir annexe) permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. L'essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance.

D'après l'abaque de plasticité qui détermine l'indice de plasticité en fonction de la limite de liquidité qui nous permet d'évaluer le comportement du sol à étudier. Tous les échantillons ont une activité argileuse normale (tableau 5)

L'abaque (voir annexe) nous permet d'identifier le potentiel du gonflement en fonction de l'activité et de la fraction argileuse (tableau 6). L'échantillon SC₂ -1 se trouve entre les deux courbes de potentiel de gonflement 1,5 et 5%. Le potentiel de gonflement est moyen. Les échantillons SC₁-1, SC₁ -2 et SC₂ -2 se trouvent entre les deux courbes de potentiel de gonflement 5 et 25%. Le potentiel de gonflement dans ce cas est élevé. Les échantillons SC₁ -3 et SC₁ -4 dépassent le courbe de potentiel de gonflement 25%. Le potentiel de gonflement dans ce cas est très élevé.

Tableau 5: *comportement du sol à étudier*

Sondage carotté	Profondeur (m)		W _i (%)	W _p (%)	I _p (%)	Comportement du sol
SC ₁	1	3	55,10	23,72	31,38	Argile inorganique à haute plasticité
	2	5	52,50	21,85	30,65	Argile inorganique à haute plasticité
	3	6,8	76,60	33,12	43,48	Argile inorganique à haute plasticité
	4	11	80,20	33,96	46,24	Argile inorganique à moyenne plasticité
SC ₂	1	1,5	39,80	18,44	21,36	Argile inorganique à haute plasticité
	2	4,5	55,45	23,84	31,91	Argile inorganique à haute plasticité

L'essai de bleu de méthylène a pour but de mesurer la capacité d'absorption de bleu de méthylène par 100 g de matériaux. Il permet de déterminer la surface spécifique des particules argileuses du sol (tableau 7). La valeur de bleu de méthylène est exprimée en grammes de bleu pour 100g de matériau sec. La Masse de bleu introduite est (solution 10g/l) : $B = V \times 0,01$ Avec V : volume injecté en ml.

Tableau 6: *l'activité de l'argile de chaque échantillon.*

Sondage carotté	Echantillon	Profondeur (m)	La fraction <0,002mm	I _p (%)	I _a
SC ₁	1	3	40,12	31,48	0,784
	2	5	40,30	30,65	0,760
	3	6,8	42,23	43,48	1,029
	4	11	45,20	46,24	1,023
SC ₂	1	1,5	22,10	21,36	0,966
	2	4,5	41,00	31,61	0,770

Tableau 7: Représentation de type du sol de chaque échantillon

Sondage carotté	Echantillon	Profondeur (m)	VBS	Type de sol
SC ₁	1	3	4,00	Sol limono-argileux
	2	5	3,40	Sol limono-argileux
	3	6,8	6,20	Sol argileux
	4	11	6,80	Sol argileux
SC ₂	1	1,5	3,00	Sol limono- argileux
	2	4,5	4,40	Sol limono argileux

La quantité de bleu adsorbée par un mélange est égale à la somme des quantités de bleu adsorbées par les espèces argileuses qui entrent dans sa composition. Les deux échantillons SC₁ - 3 et SC₁- 4 (Tableau 7) ont une capacité d'adsorption plus grande que les autres échantillons, le sol dans ce cas est argileux.

L'essai œdométrique s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide empêchant toutes déformations latérales lors d'un chargement par pallier. L'éprouvette est maintenue saturée pendant l'essai (Voir annexe). D'après le tableau 8, on a évalué que pour tous les échantillons, σ'_{v0} est inférieure à σ'_p , donc le sol est surconsolidé. Le sol se déforme très peu parce qu'il a déjà été consolidé, au cours de son histoire géologique. Les tassements dans ce cas sont très faibles. On a remarqué que l'indice de gonflement C_s est importante pour les échantillons les plus profonds et ayant une lithologie marneuse comme l'échantillon SC₁-3 et SC₁-4 que les échantillons peu profonds. L'indice de compressibilité correspond à la diminution de volume de sol lorsqu'elle supporte la charge, on remarque que plus l'échantillon contenant de fraction argileuse et limoneuse, plus son indice de compressibilité sera plus important. Sauf au niveau des deux échantillons SC₁-3 et SC₁-4m car ils se trouvent à des profondeurs plus importantes. Ils ont un état de consolidation plus important que les autres trouvés près de la surface du sol.

Tableau 8: Les résultats des courbes de compressibilité des échantillons à analyser

Sondage carotté	Ech°	Profondeur (m)	σ'_p (bar)	C_c	C_s	Teneur en eau initiale(%)	Teneur en eau final(%)	σ'_{v0} (bar)	e_0
-----------------	------	----------------	-------------------	-------	-------	---------------------------	------------------------	----------------------	-------

SC ₁	1	3	2,00	0,180	0,028	14,72	20,37	0,457	0,627
	2	5	1,80	0,190	0,025	14,12	19,32	0,850	0,630
	3	6,8	2,70	0,090	0,033	17,77	25,09	1,22	0,668
	4	11	3,00	0,073	0,034	22,12	30,35	2,09	0,672
SC ₂	1	1,5	1,30	0,100	0,010	15,40	18,28	0,158	0,580
	2	4,5	2,2	0,250	0,030	12,11	19,59	0,744	0,660

D'après le tableau 9, on remarque que les coefficients de consolidation C_c les plus importants se trouvent au niveau des deux échantillons SC₂-1, SC₁-2 et SC₁-1 vu que la lithologie du sol est riche en matériaux silteux (sable et limons). Contrairement aux autres types d'échantillons SC₁-3, SC₁-4 et SC₂-2 qui ont un coefficient moins important vu que leur lithologie est marneuse.

D'après le tableau 10, la pression de gonflement mesurée sur la base de fondation a donné une valeur faible de 0,285 bar. La pression de gonflement mesurée au niveau d'encastrement sous la base de la fondation a donné une valeur forte et variable de 2,43 et 2,78 bars avec une teneur d'eau moyenne de l'ordre de 14%. La pression de gonflement en profondeur est très élevée comme le cas des deux échantillons SC₁-3 et SC₁-4 qui varie entre 6 et 7,14 bars. On remarque La pression de gonflement augmente en fonction de la profondeur. La structure du sol argileux profond dans ce cas est serrée et orientée. Alors que les sols argileux peu profonds possèdent des structures floculées

Tableau 9: détermination de $C_v (10^{-8} \text{ m}^2/\text{s})$ pour chaque échantillon

Sondage carotté	Ec h°	$\sigma'_v(\text{KP})$	57,19	114,38	228,77	457,55	915,11	1143,8
SC ₁	1	3	0,0321	0,67	0,374	5,33	9,57	13,3
	2	5	6,32	7,06	10,12	13,21	18,90	29
	3	6,8	0,0049	0,0157	0,108	0,441	1,38	2,93
	4	11	0,0008	0,00086	0,0572	0, 378	1,52	2,82
SC ₂	1	1,5	7,53	8,2	9,01	9,86	11,8	14,50
	2	4,5	0,0148	0,0763	0,329	1,880	4,09	6,53

L'essai de gonflement permet d'estimer le potentiel gonflant d'un matériau situé à l'état d'humidité donné (Voir annexe). D'après le tableau 11, on a conclu que le risque de gonflement augmente avec la profondeur. Il est léger à moyenne à 1,5 m de profondeur, moyen à fort entre 2 et 5 m de profondeur, très fort au-delà de 5 m de profondeur. On remarque que d'après le tableau 12, les différentes couches du sol au-dessous de 5 m de profondeur présente une perméabilité comprise entre $1,61 \cdot 10^{-8}$ et $7,39 \cdot 10^{-8}$, (perméabilité moyenne), au-delà de ce niveau-là le sol est imperméable avec des valeurs supérieures à $2,89 \cdot 10^{-9}$.

Tableau 10: Représentation du gonflement maximal et de la pression de gonflement

Sondage carotté	Echantillon	Profondeur (m)	Gonflement maximal (mm)	Pression de gonflement (KPa)
SC ₁	1	3	2,430	243,07
	2	5	2,294	228,77
	3	6,8	3,220	600,54
	4	11	4,030	714,93
SC ₂	5	1,5	0,340	28,590
	6	4,5	2,710	278,82

Tableau 11: *Le risque de gonflement des différentes couches*

Sondage carotté	Profondeur (m)	C ₂ (%)	Ip (%)	VBS	Ia	δRi	Risque de gonflement
SC ₁	3	40,12	31,38	4	0,782	7	Moyen à fort
	5	40,30	30,65	3,4	0,760	7	Moyen à fort
	6,8	42,23	43,28	6,2	1,024	9	Fort
SC ₂	1,5	22,10	21,36	3	0,966	5	Leger à moyen
	4,5	41,00	31,61	4,4	0,770	7	Moyen à fort

Tableau 12: *Représentation des coefficients de perméabilité*

Sondage carotté	Echantillon	Profondeur (m)	K (ms ⁻¹)
SC1	1	3	1,87*10 ⁻⁸
	2	5	2,38*10 ⁻⁸
	3	6,8	3,68*10 ⁻⁹
	4	11	2,89*10 ⁻⁹
SC2	1	1,5	7,39*10 ⁻⁸
	2	4,5	1,61*10 ⁻⁸

Les minéraux rencontrés se sont le quartz, le feldspath et les phyllosilicates. Nous prenons comme un exemple de cas le Diffractogramme de RX sur agrégats orientés et la roche totale de l'échantillon SC₁-1 (Voir Annexe).

Le diagramme (voir annexe) si dessous explique la variation de la quantité des minéraux en fonction de profondeur. Les minéraux identifiés par les rayons X sont le quartz, le feldspath et les phyllosilicates. D'après ce diagramme, on a conclu que la quantité de quartz diminue en fonction de la profondeur. Au-delà de 3m il va être disparu. Au contraire le feldspath présente en faible quantité dans la tranche superficielle du sol et en grande quantité dès 4,5 m profondeur. Ainsi que les phyllosilicates se trouvent dans toute la profondeur du sol

D'après le diagramme (voir annexe), on peut conclure que la quantité de la Kaolinite présente à la surface du sol en grande quantité. Elle diminue à 2m de profondeur et se présente en quantité variable. L'illite présente en grande quantité dans la tranche superficielle du sol puis il diminue

dès 4,5 m de profondeur. Sa disparition s'effectue à 11 m de profondeur. La smectite se caractérise par son augmentation en fonction de la profondeur.

4. Discussion :

Les maisons individuelles construites sans mesures de précaution sur des sols gonflants présentent des dégradations (Mananï , 2006) et des fissures au niveau des murs porteurs, des murs de remplissage et des fondations (radier, semelle superficielle ou filante et les pieux) (Mouroux et al., 1988). Le contexte hydrogéologique est un facteur environnemental essentiel qui comprend des conséquences néfastes (Diop, 2005). Les conséquences sont caractérisées par la présence d'une nappe phréatique à faible profondeur. Son abaissement au période de sécheresse ou sous l'effet de pompage provoque la dessiccation de la tranche superficielle du sol. Ils induisent de fréquentes variations de la teneur en eau des niveaux argileux (Bouroullec et al., 2009; Colas et al., 2010).

Si la topographie est plate, elle favorise la stabilité de l'eau pluviale d'où son infiltration. Contrairement à l'existence d'une pente qui favorise le ruissellement de l'eau et son drainage dans un cours d'eau (Gailhanou, 2008). D'après la coupe géologique, ce lycée se trouve dans une zone de dépression ayant une altitude inférieure à celle des régions voisines et des pentes convergentes vers elle. Cette zone de dépression peut amener à la concentration de l'eau pluviale favorisant son infiltration plus que son ruissellement. Les deux sondages effectués dans la zone d'étude sont arrivés à une profondeur de 20 m sans atteindre le niveau de la nappe. Le niveau de la nappe se trouve à une profondeur au-delà de 20 m. La variation de la teneur en eau présente dans la tranche superficielle du sol au-dessus de la nappe phréatique est engendrée par des phénomènes climatiques exceptionnels. La tranche ne dépasse pas 1 à 2m en climat tempéré et 3 à 5 m en climats arides et semi-aride ou dans un environnement défavorable comme l'existence de végétation. Si la zone est caractérisée par un climat tempéré. Elle est affectée par une sècheresse exceptionnelle (Timothée, 2001); elle provoque le retrait des sols argileux, contrairement à une zone de climat aride l'affectation d'une période fortement arrosée provoque le gonflement des sols argileux (Bouroullec et al., 2009).

Les aménagements effectués par l'homme peuvent provoquer des variations au niveau la teneur en eau dans le sol par la modification de la répartition de l'écoulement de l'eau de ruissellement

et le bouleversement des conditions de l'évaporation (Raoul et al, 1990). Le sol sous le bâtiment n'est pas influencé par le phénomène d'évaporation par rapport à la façade du bâtiment.

Dans notre cas, la charge d'un poteau pour un bloc de RDC est 25 t/m² égale à 0,625bar. La charge d'un poteau pour un bloc de RDC +1 est 12,5 t/m² égale à 1,25 bar. La capacité portante du sol de fondation est de 8,60 et 10,46 bars de valeur, elle est supérieure à la charge de poteau dans le cas d'un bloc de RDC (0,625 bar) ou RDC+1 (1,25 bar). Le sol de fondation a la capacité de se résister à la charge appliquée par les poteaux.

Les pressions de gonflement à partir de 2,5 m au niveau de la fondation jusqu'à 6,5 m de profondeur sont entre 2,28 et 6,00 bar (tableau 13). Les pressions ont été créées à ce niveau de sol après son humidification suite à l'infiltration de l'eau. Ils sont très supérieurs à la charge appliquée par les poteaux (0,625 pour RDC, 1,25 pour RDC +1). La supériorité de pression va créer un soulèvement du sol qui se diffère d'un point à un autre (gonflement différentiel).

Tableau 13. Résultat de calcul de la charge ultime et de la capacité admissible

sondages pressiométriques	qu (bar)	qa (bar)
SP1	24,93	08,60
SP2	30,41	10,46

D'après les analyses effectuées pour l'identification du sol, on a conclu que le sol de fondation est caractérisé par la présence de fractions argileuses en quantités importantes, de haute plasticité et de haute capacité de gonflement. L'aridité du climat, l'hétérogénéité du sol, l'infiltration non uniforme de l'eau d'un point à un autre dans le sol et la supériorité de la pression de gonflement va créer un soulèvement du sol qui se diffère d'un point à un autre (Soulèvement différentiel) (Grim, 1962) . Le gonflement différentiel alors induit des désordres importants par l'apparition des fissurations au niveau du bâtiment après le dépassement d'un certain seuil de résistance, il faut avoir des solutions pour la remédiation.

5. Solutions de remédiation

La méthode de l'injection de la chaux a été décrite en 1973 par Wright (Diop, 2005). La chaux a la capacité de se réagir avec la particule argileuse en modifiant leur environnement chimique et leur structure minéralogique.

On peut effectuer l'injection d'un coulis de chaux sous pression de l'ordre de 350 à 1380 KPa dans le sol de fondation par des pipes d'injection de 38 à 41 mm de diamètre suite à une

perforation autour du bâtiment. Ils peuvent aller à 40 m de profondeur (CEBTP, 1991). La technique (voir annexe) utilisée affecte la consolidation du sol de fondation en augmentant sa capacité portante et en empêchant tout risque de tassement et de gonflement des sols argileux (Cojean, 2008). Elle est rapide et résolue sans nécessiter de fouilles, poussière et vibrations pénibles (Busmut et al, 2009). La chaux liquide (la chaux éteinte) permet de réduire la teneur en eau présente dans le sol de 0,6 à 0,8% pour 1% de chaux (Ejjaaouani, 2008). Ceci est dû à un changement au niveau de la capacité d'échange cationique par le remplacement de k^+ et Na^+ par Ca^{2+} non échangeable provenant de la chaux (Gromko, 1974). La chaux éteinte provoque la floculation des argiles par la modification des champs électriques entre les grains (Mouroux, 1988). La présence de chaux dans le sol à long terme augmente le PH de celui-ci qui peut atteindre 12 (Lepluart, 2002), ce qui provoque la dissolution des aluminates et des silices et les oxydes de fer présents dans les sols argileux qui peuvent réagir avec le calcium apporté par la chaux pour former de ferro-silicate- aluminates (Vincent, 2007). L'injection de chaux éteinte dans le sol peut avoir des risques environnementaux (modification du pH, blocage d'autres nutriments), et géotechniques (déplacement de sol, fragilisation) si elle est mal maîtrisée. Elle compte environ **3 €/m²**, cela monte à 5-6 €/m² pour la stabilisation d' une aire existante.

La construction d'une tranchée drainante de profondeur supérieure à la profondeur de la fondation (voir annexe). Cette tranchée récupère les eaux de ruissellement et les évacue dans une zone plus loin. Elle joue un rôle important dans la limitation de la variation de la teneur en eau du sol (Elghali et al., 1995). Elle est remplie par plusieurs couches de granulométrie croissante dans le sens d'écoulement de l'eau reposant sur une forme en béton (Diop, 2005). Du haut vers le bas, le massif filtrant est composé de sable, de gravillon et enfin de cailloux au contact du drain reposant sur une forme en béton. Ce massif ne gère pas l'entraînement des particules fines dans le drain. La mise en place du drain doit être légèrement pentée pour faciliter le drainage de l'eau (Schultz, 1964). Deux conditions doivent être tenues : un angle de 8 à 12° maximums doit être respecté entre la base de la fondation et la base de la tranchée afin de ne pas menacer la stabilité du mur (Lefebvre, 1987), 8 ° pour sol sableux et 12° pour un sol argileux (Nowamooz, 1997).

Une pente suffisante doit être tenue en compte au niveau des parois de la tranchée. On met 3 à 10 mm/m pour laisser que les particules fines se déposer dans le drain (Brindley et al, 1981). Si la pente est trop forte, elle favorise l'érosion du sol environnant (Seed et al., 1962).

Ce système de drainage doit comporter des trottoirs de protection de 3 à 5 m de largeur et légèrement penté. Ils ont un rôle d'augmenter la surface d'étanchéité au tour du bâtiment (Raoul et al. 1990). La surface peut maintenir la teneur en eau constante au tour et sous la fondation par la limitation de l'évaporation superficielle et l'infiltration de l'eau pluviale. Le risque de colmatage de la structure par les eaux ruisselées est très fort qui sont trop chargées en matières en suspension (Mehmet, 1982). Le fond de la tranchée est constitué par un exutoire en béton ; Un tube en PVC (100mm de diamètre), en béton ou en métal (perforé) ; Gravier 15/25 ; Cailloux 40/60 ; remblai de bonne qualité inerte à l'eau (Bismuth et al., 2009). Les dimensions de la tranchée ; Profondeur : 3,5m ; Largeur en bas: 0,6m ; Largeur en haut: 1,2m. Le coût d'une tranchée drainante varie considérablement, allant de 25 € à 40 € par mètre linéaire (ml) à 80 € - 100 €/ml.

On peut limiter la variation de la teneur en eau de sol de fondation par la mise en place à un 0,5m de profondeur des géomembranes enterrés autour du lycée. Ces géomembranes sont des géosynthétiques assurant une fonction d'étanchéité (Le roux, 1972). Leur enterrement s'effectue par l'excavation tout d'abord du sol jusqu'à le niveau préféré de leur mise en place. La mise en place doit être tout d'abord de façon horizontale à 3 m de largeur (voir annexe), puis de façon verticale à 3,5 m de profondeur. La géomembrane est influencée par plusieurs agressions, une première agression est due à la composante ultraviolette du rayonnement solaire (Yong, 1975). En effet, ces radiations altèrent les constituants de la géomembrane. Néanmoins, il sera nécessaire de protéger les géomembranes du rayonnement solaire en les recouvrant tant lors de leur transport que de leur stockage sur place (Grim, 1962). Le deuxième type d'agression est de nature mécanique, on distinguera le poinçonnement par des éléments contenus dans le sol et les contraintes traction qui peuvent apparaître au sein de la géomembrane lors de sa mise en place en tenant compte que la résistance maximale à la traction unidirectionnelle varie de 8 à 50 kN/m² (Gailhanou, 2008). Le coût d'une géomembrane varie considérablement selon le matériau (PVC, PEHD, EPDM), l'épaisseur et le volume, allant de 0,60 €/m² (PEHD) à 18 €/m² (EPDM).

La technique des micropieux est utilisée pour la reprise de sous-œuvre par la transmission des charges jusqu'à le bon sol dans le cas où la semelle supporte des sols fragiles (Mitchell, 1976), ou dans le cas des ouvrages légers soumis à des efforts de traction et de soulèvement (GEOSEC, 1962).

Les micropieux permettent de transmettre jusqu'au niveau de « bon sol » la descente de charge lorsque les ouvrages sont fondés sur des sols qui ne sont pas capables de reprendre les charges qui leur sont transmises (charges existantes ou charges nouvelles dans le cas de redistribution des immeubles) (Le Roux, 1972). Les micro-pieux sont des pieux de petit diamètre de 15 à 20 cm, forés par rotation pour éviter toute vibration ou choc au-dessous des semelles existantes. Donc la meilleure technique qu'on peut choisir c'est la mise en place des micropieux où le sol ne peut pas être influencé par la variation de la teneur en eau. Le prix d'un micropieu est environ de 55€ par mètre linéaire.

Nous prenons $D = 20$ m (profondeur), $B = 20$ cm (diamètre). L'évaluation de cette capacité s'effectue par la méthode pressiométrique en utilisant la formule suivante : $Q_l = Q_p + Q_s$ (tableau 14).

Tableau 14. Résultat de calcul de Q_s et Q_l , Q_{lu} et Q_{ls} par le logicielle (FOXTA-FondProf)

Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_{lu} (KN)	Q_{ls} (KN)
904,78	904,78	670,6	447,1

6. Conclusion

Le travail présente une étude qui a pour but de comprendre les causes responsables aux désordres remarqués dans le lycée Labaid (Délégation Jelma, Gouvernorat Sidi-Bouazid) et de les diagnostiquer afin de chercher des solutions adéquates pour limiter les dégâts observés.

Ce projet comporte une analyse approfondie du site par l'identification climatique, géologique, topographique et géotechnique de la zone d'étude. Le sol du milieu concerné est un sol argileux sec vu l'aridité du milieu, absorbe activement l'eau et laisse difficilement partir par évaporation (Diop, 2005). L'eau est infiltrée en grande quantité va engendrer le processus de gonflement qui est relativement rapide (Le Brazidec et al, 2002). Cette infiltration est due à partir de la fosse septique (Soltner, 200), à partir de la fuite de canalisation de l'eau potable, ainsi qu'à partir de l'eau de ruissellement.

Pour empêcher les dégâts engendrés par ce phénomène et pour limiter leur évolution, nous proposons quatre solutions (Brindly et al., 1980): l'injection des coulis de chaux dans le sol de la fondation, la mise en place des géomembranes, la mise en œuvre d'une tranchée drainante, ainsi que, la mise en place des micropieux (Colas et strat, 2010). Notre choix est fixé sur la solution des micropieux, la transmission des charges exercés par le bâtiment jusqu'à une



profondeur où le sol ne peut pas être influencé par la variation de la teneur en eau (Lambe et withman, 1969). Pour réduire les risques d'apparition des désordres de gonflement, il faut agir de façon préventive avant la réalisation des projets par la compréhension de ce phénomène (Azzouz, 2006), le fournissement des outils qui permettent de le soupçonner, son identification et sa quantification.

Références bibliographiques

AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-041 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.

AFNOR (1991) Norme Française : NF P 94-050 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des sols – Méthode par étuvage.

AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-051 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.

AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-068 : Sols: Reconnaissance et Essais- Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche.

AFNOR(1997) Norme Française : NF P94-090-1 : Sols: Reconnaissance et Essais- Détermination de tassement à l'oedomètre.

AFNOR (1997) Norme Française : NF P94-091 : Sols : Reconnaissance et Essais- Détermination de gonflement à l'oedomètre.

AFNOR(2000) Norme Française : NF P94-110-1 et 2 : Sols : MPT Essais au pressiomètre Ménard.

Azzouz F., Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen, mémoire de magister, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Département de Génie Civil, 2006.

Brindley G., Brown W., X-ray diffraction procedure for clay mineral identification. In: Brindley, G.W., Brown, G. (Eds.), Crystal Structures of Clay Minerals and their X-ray Identification. Mineralogical Society Monograph, vol. 5, pp. 305-359, 1980.

Bismuth, H., Cahuzac, B., Poignant, A., Hooyberghs, H. J., Saïd-Benzart, R., & Trigui, A. i. (2009). Biostratigraphie d'après les foraminifères et paléoenvironnements des séries. Revue de micropaléontologie 52 , 289–315.

Bouroukba S., (2001); « Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région d'Oran ». Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf U.S.T.O, Oran.

Bouroullec I., Delpont G., plat E., Nowick L., Ghyselink M., 2009, cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols argileux dans le département de l'Aveyron. Rapport final BRGM/RP-57409-FR.

Barahona E., Argicillas de ladrilleria de la provincia de Granada : evaluacion de algunos ensayos de materias primas. Tesis Doctoral, Secret. Public. Univ. Granada, 398p. 1974.

Biscaye PE., Mineralogy and sedimentation of recent deep-sea clay in the Atlantic Ocean and djacent seas and ocean. Geol. Soc. Am. Bull., 76, 803-832, 1965.

CEBTP sous l'égide de l'AQC, l'APSAD, l'AFAC, la CCP et la FNB., 1991- détermination des solutions adoptés à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse, guide pratique CEBTP, 3 fascicules.

Colas B., Strat P., 2010-cartographie de l'Aléa retrait-gonflement des argiles dans le département de l'Aude. Rapport BRGM/ R-P- 54419-FR.

Cojean R., 2008. Présentation de projets de recherche récents ou en cours se rapportant à la sécheresse géotechnique. Symposium international Sécheresse et Constructions (SEC 2008). Editions LCPC, Paris.

Diop A., 2005, Contribution a la conception de fondations sur les sols gonflants, application aux sols de la Sipres Cap Des Biches, PFE, Ecole Supérieure Polytechnique Département Du Génie Civil.

Ejjaaouani H., Interactions des fondations et des sols gonflants: pathologie, calculs et études expérimentales, Thèse de doctorat, Ecole Nationale Des Ponts et des Chaussées, 2008.

Elghali., Batik., El Gaied., 1995, notice géologique de Jbal Trozza.

Gastany G., 1947, notice géologique de Hajeb L'Ayoun.

Gailhanou.H., Détermination expérimentale des propriétés thermodynamiques et étude des nanostructures de minéraux argileux. Thèse de doctorat, Université de Aix-Marseille, 2008.

GEOSEC, Société géotechnique française spécialisée dans la consolidation des sols.

Grim R.E., 1962, Clay mineralogy in relation to the Engineering properties of clay materials. Mc Craw Hill, pp.204-277.

Gromko, J.G., 1974, "Expansive Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division Vol100, pp. 666-687.

Mananī-Tayeçh, B. (2006). Les séries silicoclastiques miocènes du Nord-Est au Sud-Ouest. Geobios 39 , 71-84.

Mehmet A; Cherif; Ishibashi; Isao; Lee et Chong Do. 1982, Earth pressures against rigid retaining walls, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 5, May, pp. 679-695.

Mitchell J. K., 1976. Fundamentals of Soil Behavior. Wiley, 436 p.

Mouroux P., Margron P., et Pinte J.C., 1988. La construction économique sur sols gonflants. Edit. BRGM, Manuels et Méthodes n°14.

Morel R., 1996, Les sols cultivés, Lavoisier, Paris.

Nowamooz H., Retrait/Gonflement des sols argileux compacts et naturels, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, 1997.

Lambe.T.W et Whitman.S.E; Soil Mechanics. John Wiley and Sons, 1969.

Le Brazidec M., Didier D., Thiesset J., Nataf M., Précis de bâtiment, Editions Nathan, 2002.

Lefebvre I., Lajudie A. Détermination des capacités d'échange des argiles, corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques, 1987. Note technique C.E.A, SESD/87.11.

Lepluart L., Nano composites Epoxyde/amine/montmorillonite : Rôle des interactions sur la formation, la morphologie aux différents niveaux d'échelle et les propriétés mécaniques des réseaux, Thèse de doctorat de l'Institut de Lyon, France, 2002.

Le Roux A., 1972, Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. Bull. liaison Labo. Ponts et chaussées, 61, 155-175.

Raoul P.I.C Adjalla, Sohoul L., 1990. Bâtiments légers sur sols gonflants application à la mosquée de l'île de Gorée, PFE, Ecole Polytechnique de Thiès Département de Génie Civil.

Salvi S., Holgate ST., 1999., Mechanisms of particulate matter toxicity. Clin Expert Allergy 29(9) 1187-1194.

Seed H.B, Woodward R.J, Lundgreen R. (1962) Prediction of swelling potential for compacted clays. Journal of the soil Mechanics and Foundations Division ASCE, vol. 88 SM4, pp. 107-131.

Schultz LG., Quantitative interpretation of mineralogical composition from X-ray and chemical data for the Pierre shale. U.S. Geol. Surv. Profes. Paper 391-C, 31p, 1964.

Soltner D., Les bases de la production végétale, tome 1, Le sol et son amélioration, Sciences et Techniques agricoles, 2000.

Timothee, 2001., étude en laboratoire du gonflement des sols mise au point d'un oedomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel, laboratoire mécanique de Lille, Ecole nationale des ingénieurs de Lille.

Tucher M.E., 1981, Sedimentary petrology, an introduction, Blachwell.

Vincent M., Baillet L., 2007-cartographie de l'Aléa retrait-gonflement des argiles dans le département de l'Aude, Rapport BRGM/ RP- 54419-FR.



Williams A.A., 1991. The extraordinary phenomenon of chemical heaving and its effect on buildings and roads. In Geotechnics in the African environment.

Yong ., Warkentin ,1975., introduction à la géotechnique, Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal.

Thyna sondage, bureau d'étude géotechnique, installé à Sfax, Tunisie.

Annexe

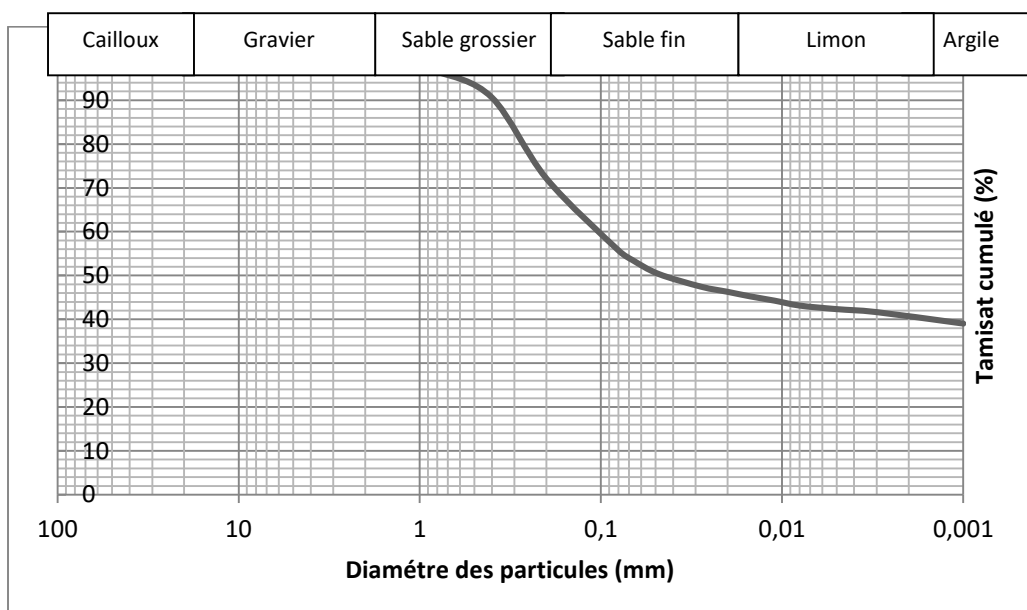


Figure 1. Courbe granulométrique de l'échantillon SC₁ :4-4,5m

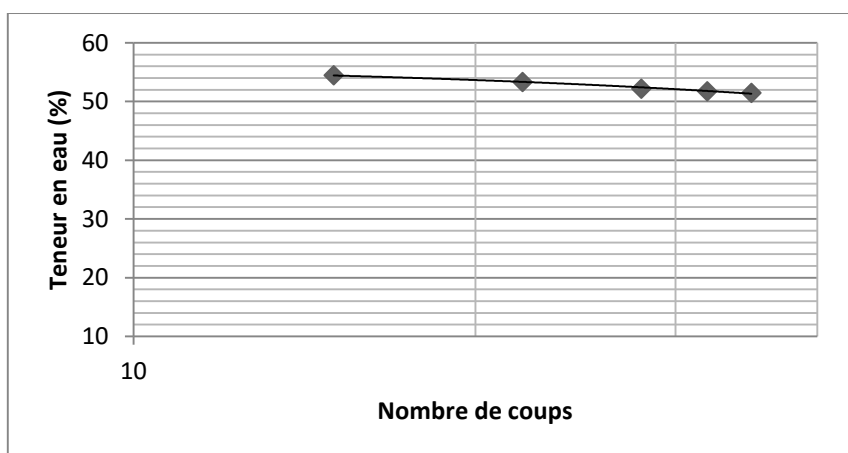


Figure 2. courbe de la limite de liquidité de l'échantillon n°1 (SC₁ :4,5-5m)

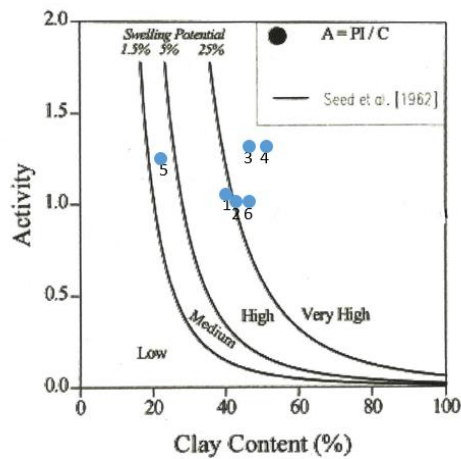


Figure 3. Abaque de classification du potentiel de gonflement

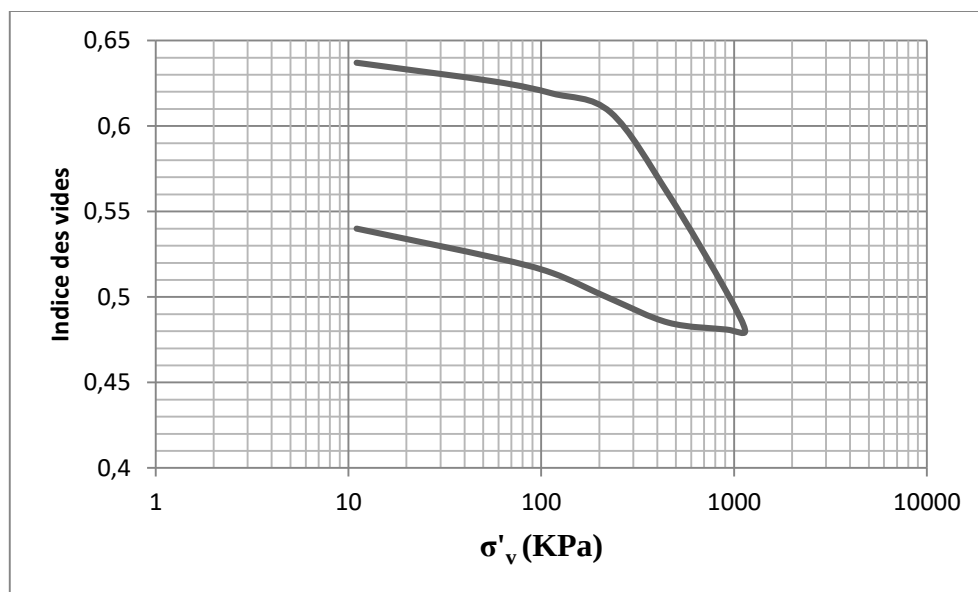


Figure 4. Courbe de compressibilité de l'échantillon SC₁:2,5-3m.

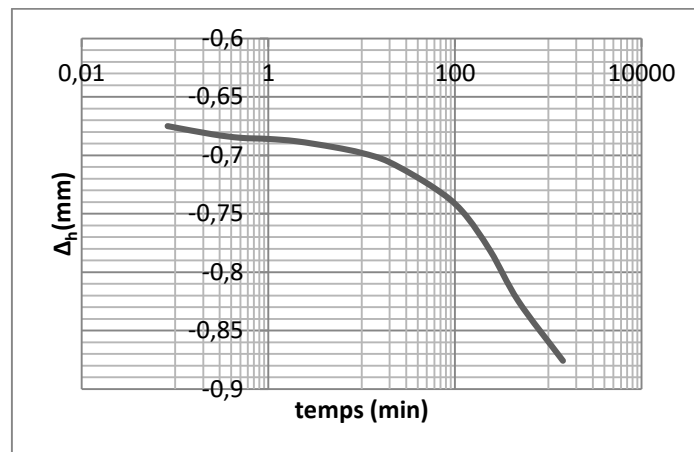


Figure 5. Courbe de consolidation de l'échantillon SC₁-3 pour une charge de 40kg

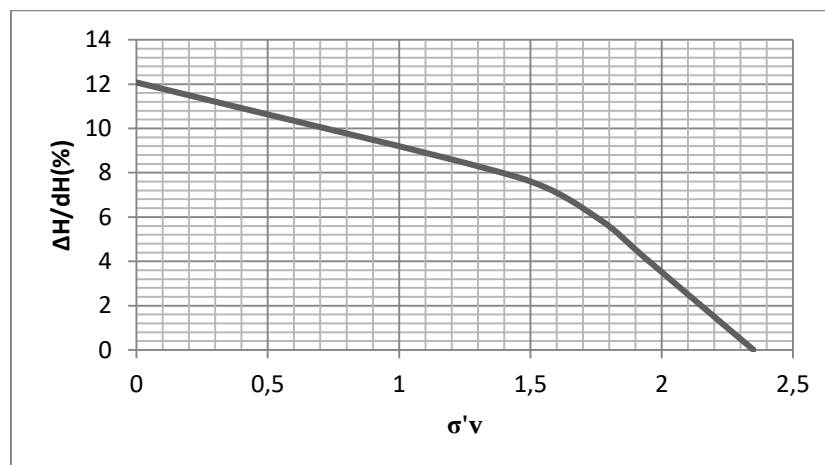


Figure 6. Courbe de chargement pour l'essai de gonflement pour l'échantillon SC1 (4,5 – 5m)

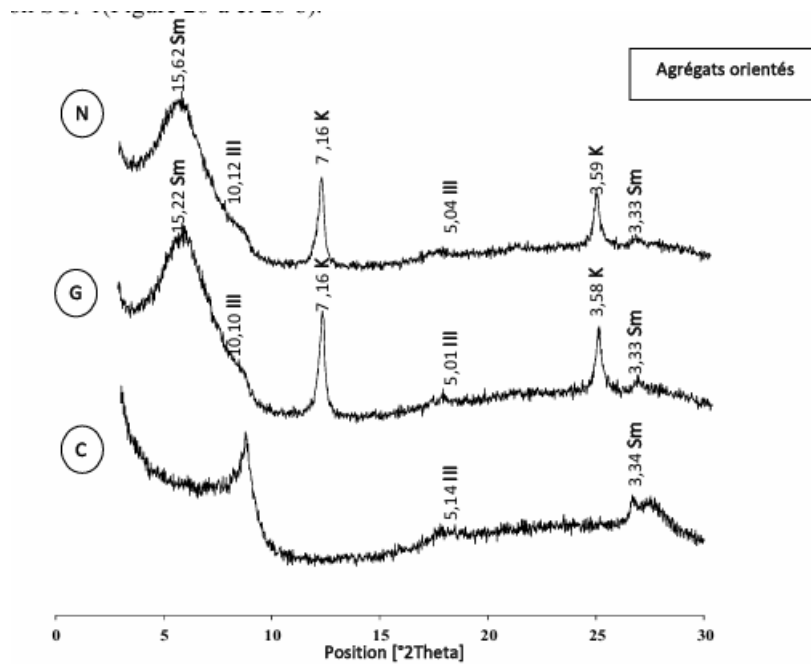


Figure 7 (a)

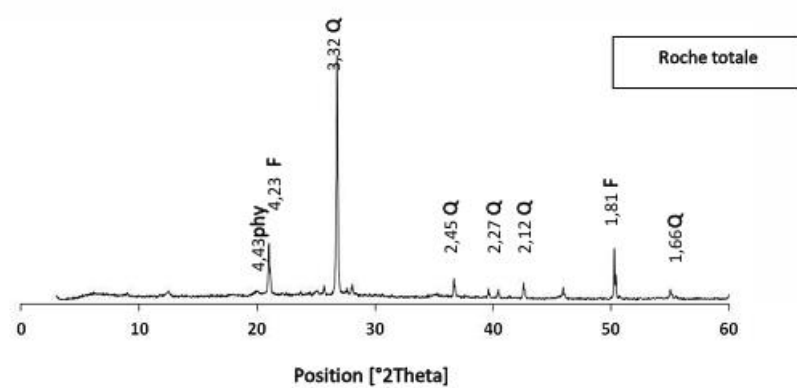


Figure 7 (b)

Figures 7 (a) et 7 (b) Diffractogrammes de RX sur agrégats orientés et roche totale de l'échantillon SC₁-1, Sm : smectite ; Ill : Illite ; F : Felspath, Q : Quartz.

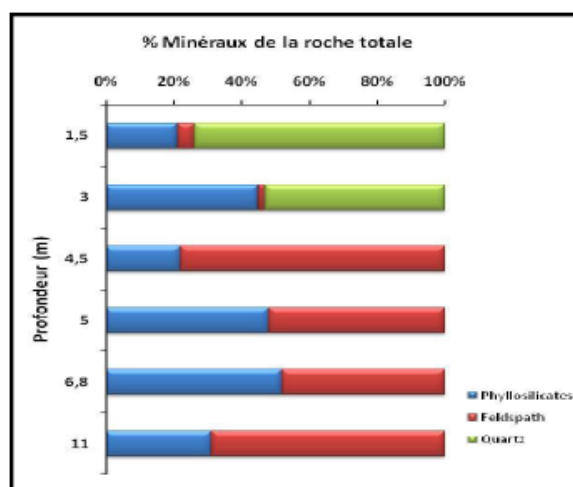


Figure. 8. *Diagramme de la variation de la quantité des minéraux en fonction de la profondeur.*

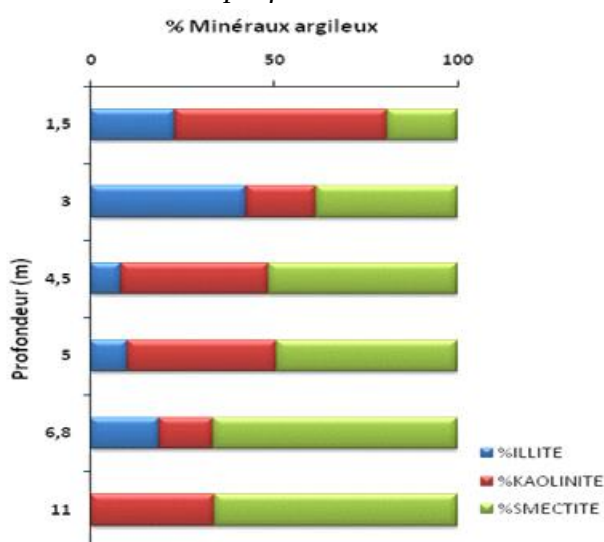


Figure 9. *Diagramme de la variation de la quantité des minéraux argileux en fonction de la profondeur.*

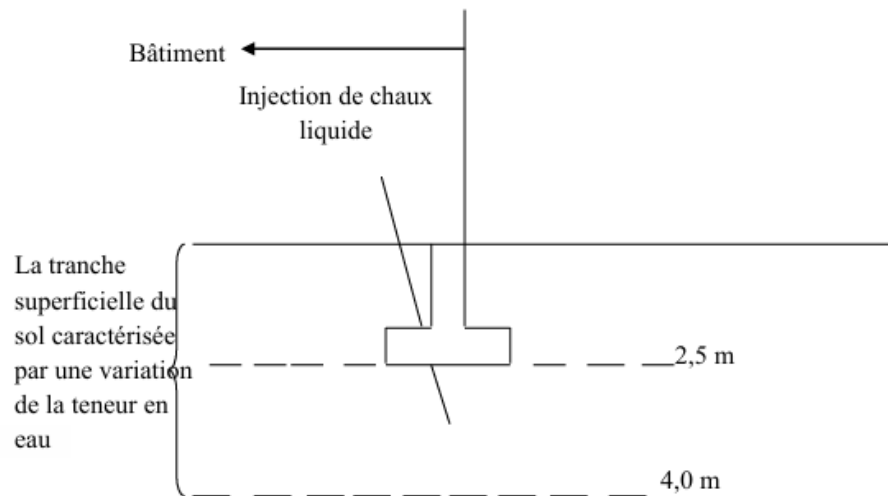


Figure 10. Schéma simplifié de l'injection de chaux liquides

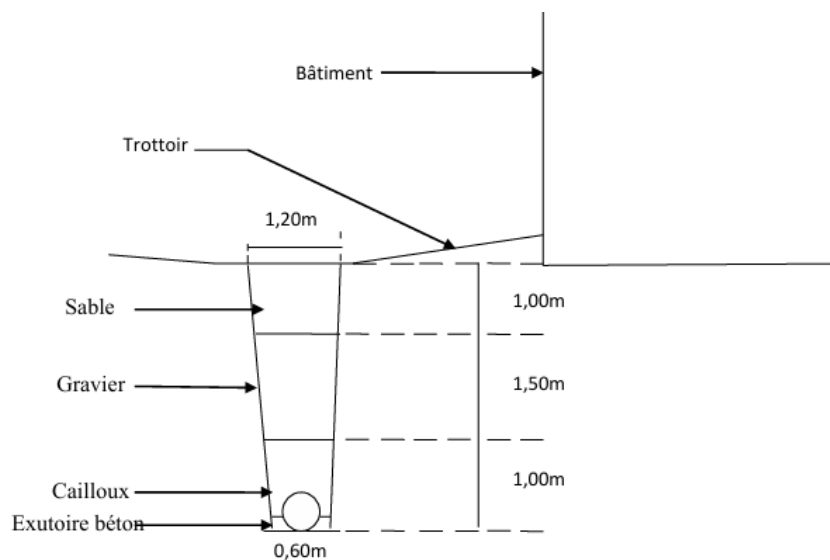


Figure 11. Schéma simplifié de la tranchée drainante pour notre cas d'étude

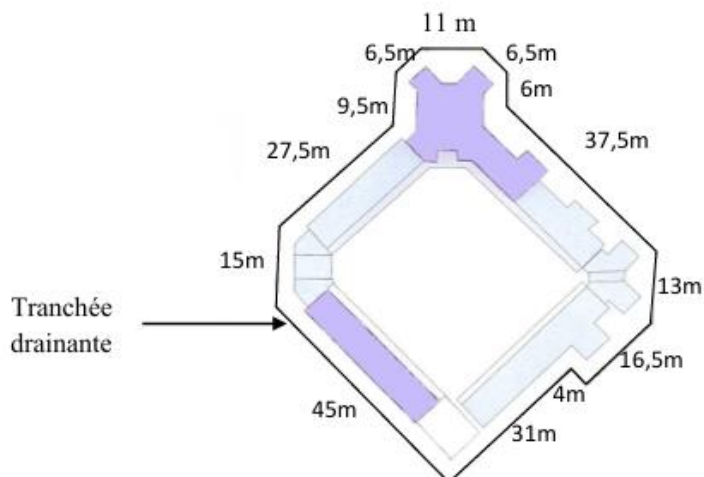


Figure 12. Schéma simplifié de la tranchée drainante au tour de lycée (1/500)

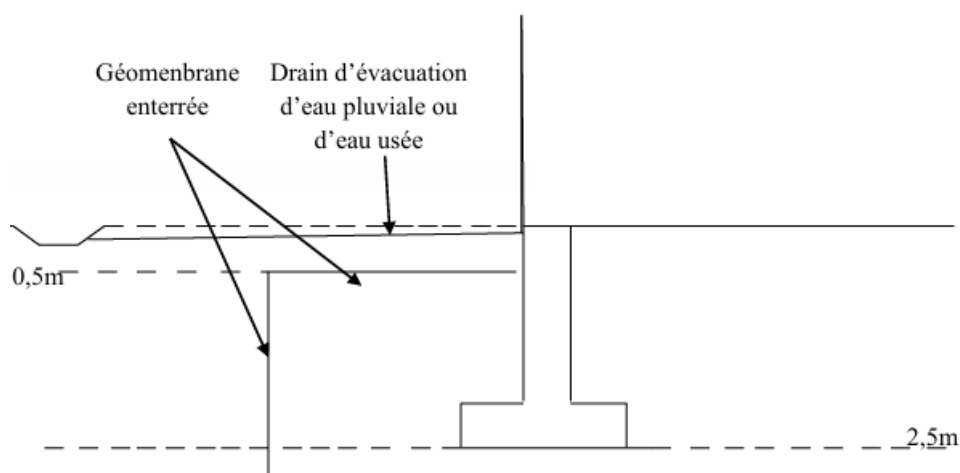


Figure 13. Schéma simplifié de la mise en place des géomembranes enterrées

Calcul de capacité portante des micropieux

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Q_{sl} : L'effort total mobilisable par frottement latéral vaut alors :

$$Q_s = q_s \cdot \pi \cdot B \cdot D$$

q_s : La valeur de frottement latéral unitaire limite mobilisable à la cote (z), elle est déterminée à partir de l'abaque (un ensemble de courbes permettant de définir q_s en fonction de la pression limite nette p_l^* évaluée par l'essai pressiométrique).

Tableau 1. Résultat de calcul de q_s

Sondage pressiométrique	q_s (MPa)
SP ₁	0,08
SP ₂	0,08

Tableau 2. Résultat de Calcul de Q_s

Sondage pressiométrique	Q_{SL} (tonnes)	Q_{SL} (KN)
SP1	100,48	894,2
SP2	100,48	894,2

Q_{pL} : L'effort total mobilisable sous la pointe :

$$Q_p = q_u \cdot A \text{ avec } A : \text{section de pointe, } A=0,031 \text{ m}^2.$$

Détermination de la contrainte de rupture sous la pointe q_u :

$$q_u = K_p \cdot P_{le}^*$$

P_{le}^* : Pression limite nette au niveau de la pointe.

Elle est évaluée par la formule suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{(3a+b)} \int_{D-b}^{D+3} P_l^*(z) dz$$

$b = \min(a, h)$; a = la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1m et à 0,50m dans le cas contraire ; h = ancrage dans la couche porteuse

$P_{le}^*(z)$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents.

D'après notre cas : $a = 0,5 \text{ m}$, $b = 0,5 \text{ m}$ et $h = 0,5 \text{ m}$.

L'effort total mobilisable sous la pointe (Q_{pL}) est négligeable pour le cas des micropieux

Calcul de Q_l

Tableau 3. Résultat de calcul de Q_l

Sondage pressiométrique	Q_l (tonnes)	Q_l (KN)
SP1	100,48	894,2
SP2	100,48	894,2

La valeur de la charge limite ultime

$$Q_{lu} = Q_{su} + Q_{pu} \text{ Avec } Q_{pu} = Q_p/2 \text{ et } Q_{su} = 0,75 * Q_s$$

Tableau 4. Résultat de calcul de Q_{lu}

Sondage pressiométrique	Q_{lu} (KN)
SP ₁	670,6
SP ₂	670,6

La valeur de la charge limite de service : $Q_{ls} = Q_{ss} + Q_{ps}$

$$\text{Avec } Q_{ps} = Q_p/3 \text{ et } Q_{ss} = Q_s/2$$

Tableau 5. Résultat de calcul de Q_{ls}

Sondage pressiométrique	Q_{ls}
SP ₁	447,1
SP ₂	447,1