

Mesure des paramètres de la compressibilité pour l'évaluation du degré de tassement et du temps de consolidation des sols argileux saturés

Renonet Karka BOZABE^{1*}, Bruno BASSA², Adoum WAIBAYE¹ et koïna RODOUMTA¹

¹ *Université de N'Djamena, Laboratoire de Bâtiments et de Travaux Publics (LBTP / ENSTP), Tchad*

² *Université de N'Djamena, Laboratoire d'Etudes et de Réalisation en Techniques Industrielles (LERTI / FSEA), Tchad*

* Correspondance, courriel : bozabe_k@live.fr

Résumé

Lorsque les semelles d'un ouvrage de génie civil sont posées sur une couche de sols meubles et poreux, l'évaluation du degré de tassement et du temps de consolidation devient une tâche impérative et primordiale. En effet, il faut prévoir l'importance et la durée de tassement pour éviter les désordres qui vont nuire à la stabilité de l'ouvrage. La présente étude porte sur les sols argileux saturés de type montmorillonite. Les résultats montrent que d'une part, pour six (6) mètres de ce type de sols qui reçoit une charge de 100 kPa, le tassement final est de 1,14 m au bout de deux (2) ans et dix (10) mois et que d'autre part, afin d'éviter cette défaillance, nous pouvons réduire économiquement de 65 % ces tassements excessifs en compactant un (1) mètre de remblai sur l'argile saturée. Aussi, pour avoir des faibles tassements, cette étude recommande une hauteur de remblai compacté comprise entre 1,5 mètre et 2 mètres et une profondeur minimale d'encastrement de la semelle d'au moins deux (2) mètres.

Mots-clés : *semelle, tassement, contrainte, montmorillonite, remblai, argile.*

Abstract

Measure of the parameters of the compressibility for the evaluation of the degree of collapse and the time of consolidation of the saturated clayey grounds

When the soles of a work of civil engineering are put on a layer of loose grounds and porous, the evaluation of the degree of collapse and the time of consolidation becomes an imperative and essential task. Indeed, it is necessary to plan the importance and the duration of collapse to avoid the disorders which are going to damage the stability of the work. The present study concerns the clayey grounds saturated by type montmorillonite. The results show that on one hand, for six (6) meters of this type of grounds who receives a load of 100 kPa, the final collapse is 1.14 m at the end of two (2) years and ten (10) months and when on the other hand, to avoid this failure, we can reduce economically of 65 % these excessive collapses by compacting a 1 meter of elevation on the saturated clay. So, to have low collapses, this study recommends a height of embankment compacted between 1.5 meters and 2 meters and a minimal depth of embedding of the sole of at least two (2) meters.

Keywords : *sole, collapse, constraint, montmorillonite, embankment, clay.*

1. Introduction

Dans certaines régions de l'Afrique au sud du Sahara, les sols d'assise de bâtiments et d'ouvrages d'art sont poreux et très plastiques, donc très sensibles aux conditions atmosphériques : Le gonflement par humidification et le retrait par dessiccation sont importants avec risque de déformations du matériau et leur portance est faible. En effet, il s'agit de la *montmorillonite* qui est une *argile très compressible*. D'une profondeur d'environ six (6) mètres à partir du terrain naturel (TN), la réalisation des fondations est un véritable casse-tête car à la saturation et après consolidation due aux charges et surcharges transmises par les semelles, les sols argileux subissent des tassements importants qui entraînent l'effondrement de l'ouvrage. Ceci amène les constructeurs à compacter du remblai sous les semelles de fondations à trois (3) ou quatre (4) mètres en dessous du terrain naturel (**Figure 4**). Avec cette configuration, ils évitent d'une part, les fondations profondes car trop onéreuses et d'autre part, les radiers généralisés ou les traitements spéciaux également onéreux en superficie. Cependant, trois (3) ou deux (2) mètres d'une couche de sols argileux sont « emprisonnés » entre ce remblai stabilisé par compactage et un autre sol à six (6) mètres de profondeur formant un socle assez rigide, perméable ou non. Lorsque son niveau a été décidé, la conception des fondations vise aussi à éviter les tassements excessifs susceptibles de nuire à la stabilité et à l'efficacité des ouvrages. C'est pourquoi, nous nous intéressons à apporter aux constructeurs, en plus du principe expérimental classique, un principe numérique pratique et rapide de mesure des paramètres d'évaluation de tassement prévisible et leur durée sous la fondation. Et ceci, pour qu'ils jugent s'ils sont tolérables vis-à-vis des tassements différentiels admissibles prévus par la réglementation et qu'ils vérifient qu'à chaque étape de la construction de l'ouvrage, ces tassements n'entraînent pas des désordres structuraux. Après avoir prouvé qu'en compactant du remblai d'une hauteur *optimisée* sous une semelle et sur une couche d'argile saturée, on peut réduire les tassements excessifs, il faut aussi une *profondeur minimale* de la fouille pour encastrement des semelles. Pour le type de calcul de tassement de consolidation, nous utilisons la méthode dite du chemin de contrainte [1 - 3] basée sur les essais oedométriques en laboratoire. L'appareil principal pour la réalisation des essais est l'oedomètre T0302 de Controlab qui est un modèle de l'oedomètre de [4]. Les hypothèses de base concernent les déformations à volume non constant [5] et le terrain est supposé normalement consolidé.

2. Matériel et méthodes

L'oedomètre T0302 de Controlab permet de procéder à *l'essai oedométrique* (ou de compressibilité) et à *l'essai de perméabilité*. En effet, il permet d'évaluer l'amplitude des tassements ainsi que leur évolution dans le temps des ouvrages construits sur des sols saturés. Cet appareil décrit spécifiquement les tassements de type oedométrique c'est-à-dire sans déformation latérale ($\epsilon_x = 0$ et $\epsilon_z \neq 0$). L'essai oedométrique a pour objet l'étude de la consolidation des sols intacts à grains fins, soumis pendant plusieurs jours à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une enceinte rigide d'American Society for Testing and Materials (1992) [6]. On réalise l'essai sur un échantillon de sols saturés non remaniés de forme cylindrique dont on a préservé la teneur en eau naturelle (Norme ASTM D 2435). La manipulation a pour but de déterminer les caractéristiques suivantes qui permettent de prévoir l'importance et la durée des tassements d'un sol :

- L'indice de compression C_c ;
- La contrainte ou pression de pré-consolidation σ'_p ;
- Le coefficient de consolidation C_v .

L'essai fournit en outre des renseignements sur l'histoire du chargement du sol : *Sol sous-consolidé* ($\sigma'_p < \sigma'_{v0}$), *sol sur-consolidé* ($\sigma'_p > \sigma'_{v0}$) ou *sol normalement consolidé* ($\sigma'_p = \sigma'_{v0}$). σ'_{v0} représente la contrainte effective dans le sol. L'essai de perméabilité permet de déterminer la valeur du coefficient de perméabilité k d'un sol en appliquant la loi de Darcy.

2-1. Matériel

2-1-1. Description de l'appareil

L'appareil (*Figure 1*) comprend deux parties principales :

- Une cellule contenant l'échantillon ;
- Un bâti de chargement.

Les organes essentiels de la cellule sont :

- Un cylindre en métal contenant l'échantillon de sol saturé;
- Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'échantillon ;
- Des comparateurs 10 mm au 1 / 100^e indiquant la variation de hauteur Δh de l'échantillon ;
- L'échantillon de sol ayant un diamètre $D_0 = 75$ mm et une épaisseur initiale $h_0 = 24$ mm.

Le bâti de chargement sert de support au moule et permet d'appliquer des charges sur le couvercle de son piston. Le chargement se fait par l'intermédiaire d'un système levier-cadre appliquant les charges normales désirées à l'aide de différentes masses (disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du levier du bâti). La poutre de mise en charge est pourvue de 3 points d'accrochage qui donnent des rapports de levier de 9 : 1 - 10 : 1 et 11 : 1.

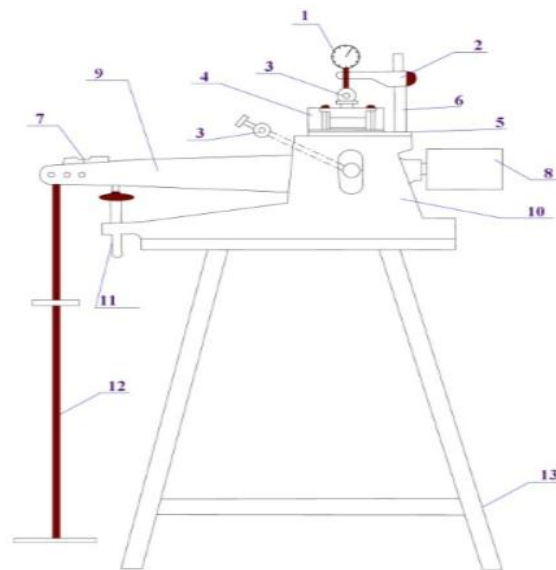


Figure 1 : Un oedomètre T0302 de Controlab

- | | |
|---|---|
| 1. Comparateur mesurant la consolidation verticale Δh | 10. Bâti |
| 2. Porte comparateur | 11. Support à vis |
| 3. Traverse de mise en charge Q | 12. Dispositif de suspension des masses fendues |
| 4. cellule oedométrique | 13. Banc |
| 5. Plateau de base | |
| 6. Support du comparateur | |
| 7. Niveau à bulle | |
| 8. Contre poids | |
| 9. Bras de levier | |

2-1-2. Description de l'essai oedométrique (référence XP P 94-090-1) et principes numériques

Le bâti de chargement permet d'appliquer sur le piston des charges verticales Q_i (**Figure 2**) correspondant à des pressions σ'_i . On adoptera le cycle de contraintes suivantes : 20, 40, 80, 160, 320, 740, 160, 80, 40, 20 kPa, etc. (σ' est obtenue en divisant l'effort axial appliqué Q par la section transversale A de l'éprouvette multipliée par un rapport de levier 9, 10 ou 11). En fait, le chargement est généralement effectué de telle sorte que $\sigma'_{i+1} = 2 \sigma'_i$.

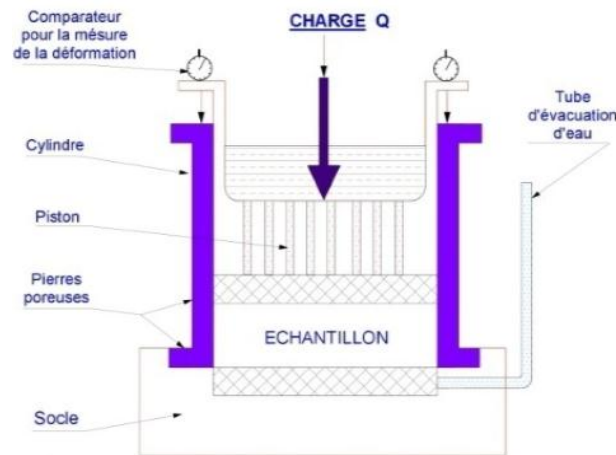


Figure 2 : Montage d'un oedomètre de Terzaghi

Appliquer sans choc une première charge Q_i sur le plateau ; noter l'indication Δh des comparateurs au bout de 15, 30 secondes (s), 1, 2, 4, 15, 30 minutes (mn), 1, 2 heures (H), etc. Après 24 heures, lorsque le tassement est stabilisé, appliquer sans choc et sans décharger le plateau, la charge suivante Q_{i+1} . Les essais associés permettent d'établir deux types de courbes :

- Les courbes de compressibilité qui indiquent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée;
- Les courbes de consolidation qui déterminent le tassement de l'échantillon en fonction du temps lorsqu'une contrainte constante est appliquée.

2-1-2-1. Manipulations préliminaires

- Mesurer la teneur en eau ω % à l'étuve (Norme NQ 2501-170);
- Mesurer la densité des grains solides d_s du sol à tester en utilisant un densimètre ou un pycnomètre (Norme BNQ 2501-170);
- Mesurer l'aire $A = (\pi D_0^2) / 4$.

D_0 : diamètre de l'échantillon du sol (Cf. 2.1.1)

2-1-2-2. Calculs à effectuer

- Déterminer la masse du sol sec M_s :

$$M_s = m_1 - m_2 \quad (1)$$

m_1 = masse anneau + sol sec

m_2 = masse anneau

- Déterminer la hauteur équivalente des grains solides h_s :

$$h_s = M_s / (d_w \cdot A \cdot d_s) \quad (2)$$

d_w = densité de l'eau

- Déterminer l'indice des vides initial du sol e_0 :

$$e_0 = (h_0 - h_s) / h_s \text{ ou } e_0 = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 \quad (3)$$

h_0 : épaisseur initiale de l'échantillon du sol (Cf. 2.1.1) ; $\gamma_d = \gamma / (1 + \omega)$: Poids spécifique du sol sec ;

$\gamma_s = d_s \cdot \gamma_w$: Poids spécifique des grains solides ; γ : Poids spécifique du sol ; γ_w : Poids spécifique de l'eau ;

ω : Teneur en eau

2-1-2-3. Courbe de compressibilité

Le principe de l'essai est de déterminer, pour différentes valeurs de la contrainte σ' , les déformations verticales Δh , variations des épaisseurs des échantillons de sol afin de construire la courbe oedométrique : $e = f(\log \sigma')$ qui représente l'évolution de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ' .

$$\sigma' = Q / A \quad (4)$$

$$e = e_0 - (\Delta h / h_s) = (h - h_s) / h_s \quad (5)$$

Avec Δh : variation de l'épaisseur de l'échantillon de sol lue sur comparateur (micromètre). Et $h = h_0 - \Delta h$: épaisseur réelle de l'échantillon à la fin du palier de chargement.

Graphiquement à partir de cette courbe, on détermine la contrainte (ou pression) de pré-consolidation σ'_p et l'indice de compression C_c . Il faut noter que σ'_p est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique. Elle est déterminée graphiquement à partir de la projection verticale sur l'axe du $\log \sigma'$ de l'intersection des tangentes aux deux branches de la courbe de compressibilité pendant le chargement. Tandis que C_c est la deuxième pente déterminée par la relation (6) ou (7) suivante :

$$C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma' \quad (6)$$

Par ailleurs, comme les essais oedométrique sont longs (2 semaines / essai) et très coûteux, on peut se passer de l'essai de compressibilité en déterminant ces deux paramètres de la manière suivante : Le terrain est supposé normalement consolidé c'est-à-dire qu'il n'a jamais été le site d'une érosion ou supporté des surcharges qui ensuite ont disparu. Ces sols sont sujets à développer des grands tassements [7] puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra considérablement réduire l'indice des vides. Par conséquent $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$ où σ'_{v0} représente la contrainte effective dans le sol (cf. 2.2.1.2). En particulier, pour les argiles normalement consolidées, SKEMPTON propose la **Formule** :

$$C_c = 0,009 (\omega_L - 10) \quad (7)$$

avec, ω_L : limite de liquidité de l'argile considérée, non exprimée en %, qui n'est qu'une caractéristique d'identification des sols facile à déterminer au laboratoire à l'aide de l'appareil de CASAGRANDE (BNQ 2501-090).

2-1-2-4. Courbe de consolidation

Pour une valeur de σ' fixée supérieure à σ'_p , on mesure à partir d'un temps t_0 correspondant au début du chargement, l'évolution du tassement en fonction du temps. On trace point par point une courbe dite de consolidation suivant la méthode de Casagrande ou de Taylor:

- $\Delta h = f(\log t)$ qui représente l'évolution du tassement en fonction du temps (méthode de CASAGRANDE);
- $\Delta h = f(\sqrt{t})$ qui représente l'évolution du tassement en fonction du temps (méthode de TAYLOR).

En appliquant la théorie de la consolidation [8], la courbe de consolidation donne pour un essai suffisamment prolongé, la consolidation secondaire. L'intersection des tangentes aux deux branches de la courbe définit la fin pratique de la consolidation primaire correspondant à Δh_{100} et t_{100} . De même, la valeur Δh_0 correspond au début de l'essai t_0 . Soit Δh_{50} le point à mi-distance entre Δh_0 et Δh_{100} , on en déduit le temps t_{50} correspondant à 50 % du tassement de consolidation par la méthode de CASAGRANDE ou pour Δh_{90} , on déduit le temps t_{90} correspondant à 90 % du tassement de consolidation par la méthode de TAYLOR. Le facteur temps T_v correspondant à un degré de consolidation $U = 50\%$ est déterminé à partir du **Tableau 1**. Le mode de drainage de la cellule permet de déterminer la valeur de α : [sur les deux faces ($\alpha = 4$) ou d'un seul côté ($\alpha = 1$)]. En appliquant la **Formule (8)** de la méthode de CASAGRANDE ou la **Formule (9)** de la méthode TAYLOR ci-dessous, on calcule le coefficient de consolidation C_v :

$$C_v = 0,197 \cdot h^2_0 / \alpha t_{50} \quad (C_v \text{ en cm}^2 / s) \quad (8)$$

$$C_v = 0,848 / h^2_0 / \alpha t_{90} \quad (C_v \text{ en cm}^2 / s) \quad (9)$$

Par ailleurs, comme pour l'essai de compressibilité, à défaut de l'essai de consolidation, on peut déterminer le coefficient de consolidation par la relation de TAVENAS et al. (1979) simplifiée :

$$C_v = kE' / \gamma_w \quad (C_v \text{ en cm}^2 / s) \quad (10)$$

k : coefficient de perméabilité du sol facile à déterminer au laboratoire (Norme ASTM D2434); E' : coefficient d'élasticité oedométriques (0,1 à 1 MPa pour argile molle); γ_w : Poids spécifique de l'eau.

Enfin, le temps réel t de tassement à l'infini est calculé par la formule (11) ci-dessous :

$$t = T_v H^2 / \alpha C_v \quad (t \text{ en secondes}) \quad (11)$$

H : Hauteur de la couche de sol étudiée en cm

Tableau 1 : Degré de consolidation $U\%$ en fonction du facteur temps T_v

U%	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
T_v	0,008	0,019	0,031	0,050	0,071	0,097	0,126	0,160	0,197	0,238	0,287	0,342	0,403	0,490	0,567	0,700	0,848	1,125

2-2. Méthodes

L'étude porte sur le comportement des sols à l'état élastique. C'est pourquoi la méthode du chemin de contrainte de Terzaghi qui est une application de la loi de Hooke est valable pour l'évaluation de tassement des sols

compressibles. Ainsi, la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ en fonction de la profondeur est déterminée par la théorie de l'élasticité [9]. Par ailleurs, pour acquérir les paramètres de compressibilité et de consolidation, nous pouvons utiliser soit, les principes expérimentaux basés sur les résultats des essais oedométriques en laboratoire soit, les principes numériques basés sur l'historique du chargement de sol et les **Formules** de SKEMPTON, TAVANAS et al. (1979). Un bref aperçu de la méthode est rappelé ci-dessous. Enfin, une application de la méthode est opérée sur un modèle de fondation superficielle sur un sol argileux saturé de la **Figure 4**.

2-2-1. Aperçu de la méthode du chemin de contrainte

2-2-1-1. Détermination de la contrainte induite par une charge répartie uniformément

L'augmentation de contrainte $\Delta\sigma_z$ dans un milieu semi-infini sous le coin d'une répartition rectangulaire (a x b) uniforme q à une profondeur z est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_z = k \cdot q \quad (12)$$

Le facteur d'influence sans dimension $k = f(m, n)$ avec $m = a / z$ et $n = b / z$ est donné en utilisant l'abaque 2 d'Osterberg [10, 11].

2-2-1-2. Détermination de la contrainte effective dans le sol σ'_{v0}

Pour minimiser la variation de pression, le terrain est découpé en tranches de hauteur h_i (3 à 4 m, 4 à 5 m, 5 à 6 m) (**Figure 4**). La détermination de la contrainte effective σ'_{v0} est effectuée à mi-hauteur de chaque tranche par la relation suivante :

$$\sigma'_{v0} = \gamma_r \cdot h_r + (\gamma - \gamma_w) \cdot h \quad (13)$$

γ_r : poids spécifique du remblai ; h_r : hauteur du remblai stabilisé ; γ : poids spécifique du sol argileux saturé ; γ_w : Poids spécifique de l'eau ; h : mi-hauteur d'une tranche de couche.

2-2-1-3. Evaluation du tassement global de consolidation $S(m)$ de la couche argileuse saturée (à $t \rightarrow \infty$)

La valeur du tassement de consolidation $S_i(m)$ sur l'axe vertical passant par le centre de la semelle isolée sous-poteau et à mi-hauteur de chaque tranche de couche de sols argileux de hauteur $h_i = 1$ m est calculée en utilisant les **Équations (3), (7), (12), (13) et (14)**.

$$S_i(m) = [(h_i \cdot C_c) / (1 + e_0)] \cdot \log [(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z) / \sigma'_p] \quad (14)$$

avec, $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$ car le sol est supposé normalement consolidé.

Le tassement final global $S(m)$ est égal à la somme des tassements de chaque tranche de couche.

2-2-1-4. Les tassements admissibles dans les sols

La différence entre les tassements des différents points du même ouvrage ou tassement différentiel $\Delta S = S_{i+1} - S_i$ (**Figure 3**) doit être limitée. En effet, le tassement uniforme d'un ouvrage n'a pas de conséquences graves, alors que le tassement différentiel de ses fondations va engendrer des torsions de la structure qui risqueront d'endommager les parties fragiles des revêtements intérieurs et extérieurs s'y rattachant.

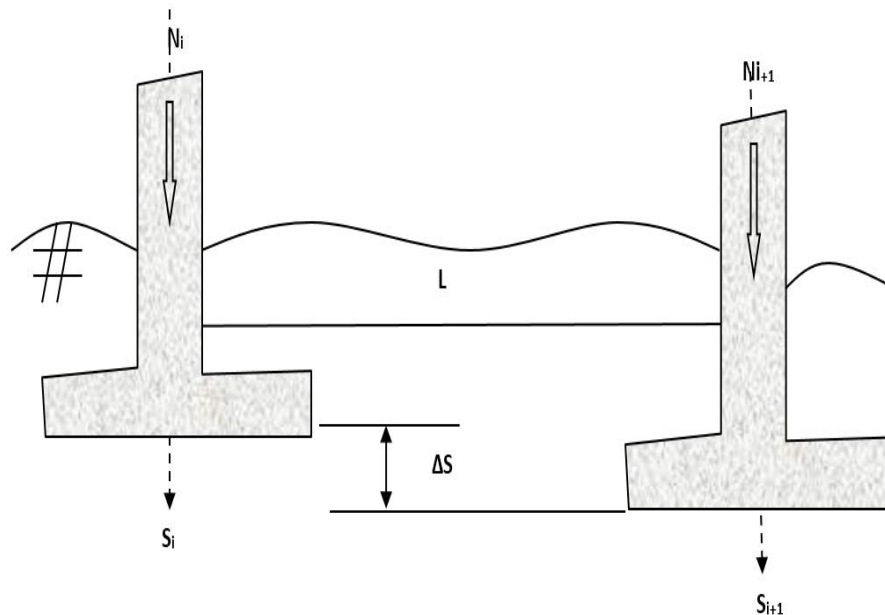


Figure 3 : Tassement différentiel ΔS

Les tassements différentiels sont dus à l'absence d'homogénéité dans le sol; ils peuvent causer l'inclinaison de l'ouvrage jusqu'à la limite de ses conditions de stabilité. Les tassements admissibles sont définis en termes de tassements différentiels entre les supports de l'ouvrage, de pente maximale ou d'angle de rotation maximal, selon le type de structure. Pour la détermination des tassements limites d'un bâtiment à charpente de béton armé, le règlement suggère de ne pas tolérer un tassement différentiel des semelles isolées supérieur à $1 / 180$ de la distance L entre les poteaux c'est-à-dire que la distance minimale entre deux appuis est égale à $L_{\min} = 180 \times \Delta S$. De plus, les tassements ne doivent pas entraîner une dénivellation structurale de plus de 0,4 % ou une rotation des semelles ou de poteaux d'un rapport supérieur à $1 / 250$ selon la Société Canadienne de Géotechnique [12].

2-2-2. Application de la méthode du chemin de contrainte

Une coupe verticale du terrain au droit d'une semelle isolée ou filante sous poteau ou sous mur est présentée sur la **Figure 4**. La semelle isolée ou filante se repose sur un remblai stabilisé par compactage. Celui-ci transmet la charge provenant de la semelle à la couche d'argile saturée située sur une couche de sol imperméable ou non formant un socle assez rigide. Nous supposons que la compressibilité se produit dans la couche d'argile saturée seulement et qu'il n'y a pas de rupture aux niveaux de la semelle et du remblai stabilisé. Les deux objectifs recherchés à travers l'usage du remblai stabilisé par compactage sont : la réduction de tassements excessifs et l'amélioration de la portance du sol de fondation. (Signalons en passant qu'une étude parallèle a montré qu'en compactant un (1) mètre de remblai sous une semelle de fondation superficielle, on peut accroître, à long terme, de 16 % la capacité portante à la rupture d'une couche d'argile saturée).

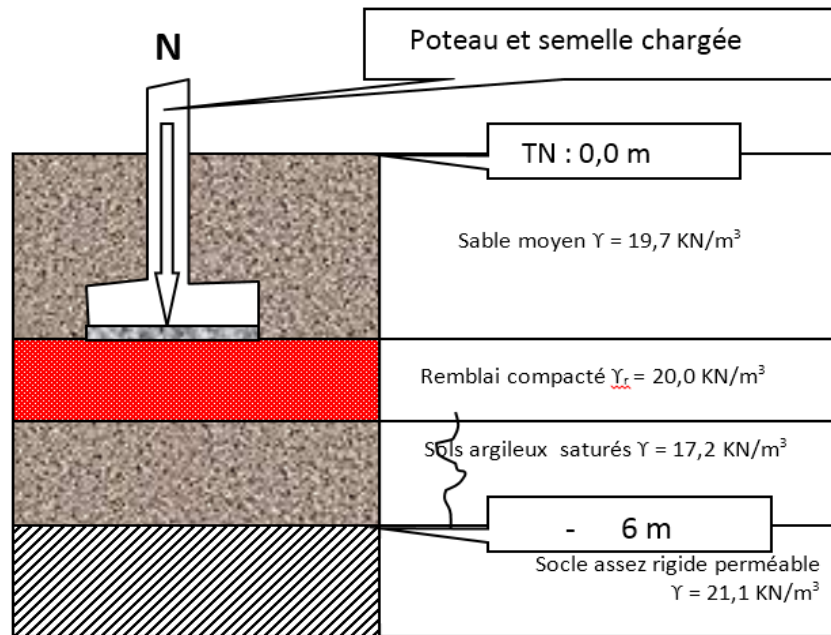


Figure 4 : Principe de la fondation superficielle sur remblai stabilisé par compactage

Le modèle de représentation numérique présenté sur la **Figure 5** détermine l'approche adoptée pour le calcul de tassement sous une semelle de fondation.

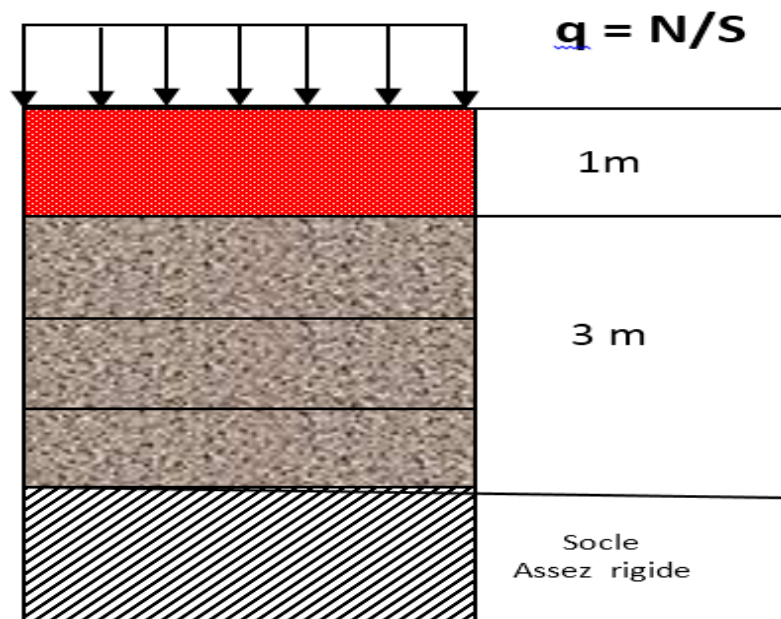


Figure 5 : Schéma du modèle

3. Résultats et discussion

Les échantillons de sols argileux de type montmorillonite sont prélevés à N'Djamena au quartier nommé Gassi. Les résultats de l'essai oedométrique sont présentés dans les **Tableaux 2 et 3**.

3-1. Résultats de l'essai oedométrique

Tableau 2 : Caractéristiques de l'échantillon

Projet : <i>ARTICLE N° 1</i>		Puits n° : <i>P02</i>	Date : <i>15/07/2016</i>
N° : <i>01</i>		Echantillon n° : <i>ND02</i>	Essai n° : <i>02</i>
Lieu : <i>N'Djamena</i>		Profondeur : <i>3 m à 5 m</i>	Réalisé par : <i>KINET O.</i>
Description de l'échantillon : <i>Argile grise intact non remanié</i>			
Hauteur de l'anneau	$h_0 = 2,4 \text{ cm}$	Densité des grains solides $d_s = 2,7$	
Diamètre de l'anneau	$D_0 = 75 \text{ mm}$	Hauteur équivalente $h_s = 0,7548 \text{ cm}$	
Aire de l'échantillon	$A = 44,18 \text{ cm}^2$	Indice de vide initiale $e_0 = 1,40$	
Volume de l'échantillon	$V = 106,03 \text{ cm}^3$	Masse sol sec $M_s : 90,04 \text{ g}$	
Masse anneau + sol humide initiale : <i>655,08 g</i>			
Masse de l'anneau : <i>518,92 g</i>			
Masse sol humide initiale : <i>136,16 g</i>			
Masse anneau + sol humide finale : <i>642,98 g</i>			
Masse sol humide finale : <i>124,06 g</i>			
Masse anneau + sol sec : <i>608,96 g</i>			

Tableau 3 : Valeurs des contraintes - Indice des vides

		Chargement					Déchargement				
Masse sur le plateau (Kg)		1	2	4	8	16	32	16	8	4	2
Contraintes (kPa)		20	40	80	160	320	740	320	160	80	40
Heure	Temps (mn)	Déformations ($\times 10^{-4} \text{ mm}$)									
8 :00 :00	0		962			4151					
8 :00 :15	0,25 mn		1093			5357					
8 :00 :30	0,50 mn		1118			5764					
8 :01 :00	1 min		1144			6194					
8 :02 :00	2 min		1169			6677					
8 :04 :00	4 min		1195			7288					
8 :08 :00	8 min		1219			8049					
8 :15 :00	15 min		1245			8963					
8 :30 :00	30 min		1272			10081					
9 :00 :00	60 mn		1296			11428					
10 :00 :00	120 mn		1322			13155					
12 :00 :00	240 mn		1335			15031					
16 :00 :00	480 mn		1378			16583					
8 :00 :00	24 h	953	1421	2334	3932	19254	4982	4914	4842	4734	4624
$\Delta h \text{ cm}$		0,0095	0,0142	0,0233	0,0393	0,1925	0,4982	0,4914	0,4842	0,4734	0,4624
$h = h_0 - \Delta h \text{ cm}$		2,390	2,385	2,376	2,360	2,207	1,901	1,908	1,915	1,926	1,937
Indices des vides $e = (h - h_s) / h_s$		2,167	2,161	2,149	2,128	1,925	1,520	1,529	1,538	1,552	1,567

3-1-1. Détermination de C_c et de σ'_p

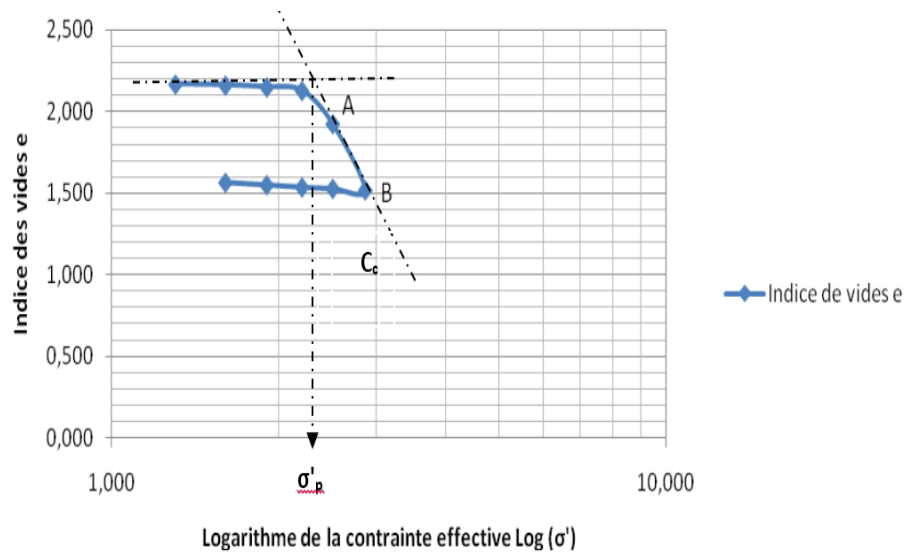


Figure 6 : Courbe de compressibilité $e = f(\log \sigma')$ d'un échantillon d'argile saturée

D'après la courbe de compressibilité de la **Figure 6** et la relation (6) :

- L'indice de compression C_c est calculée à partir des deux points A (1,925 ; 2,505) et B (1,520 ; 2,869) :

$$C_c = [(1,925 - 1,520) / (2,869 - 2,505)] = 0,405 / 0,364 = 1,113$$

- La contrainte de pré-consolidation (Cf. 2.2.1.3) : $\sigma'_p = 162,5$ kPa

3-1-2. Détermination de C_v

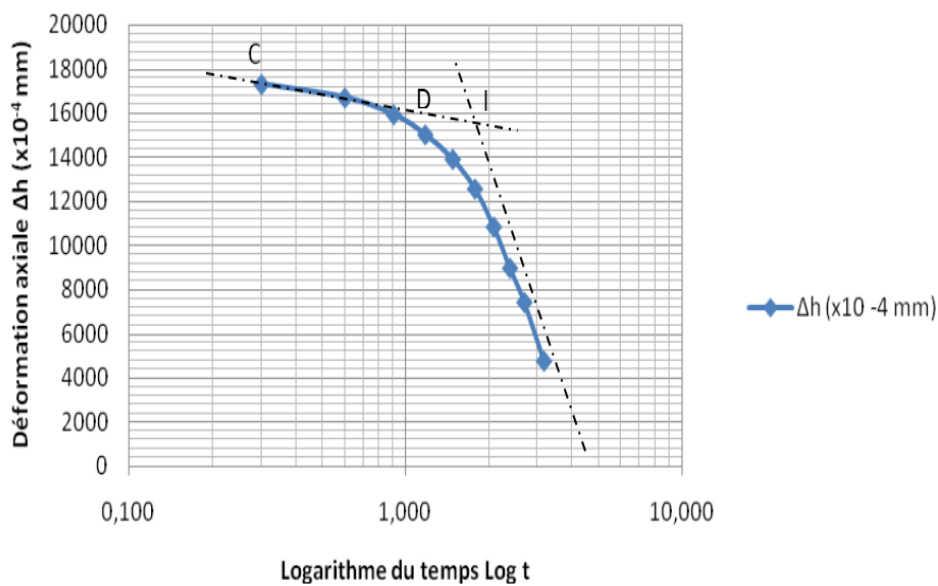


Figure 7 : Courbe de consolidation $\Delta h = f(\log t)$ d'un échantillon d'argile saturée

D'après la courbe de consolidation de la **Figure 7**, l'intersection I de coordonnées (1,553 ; 13734) des tangentes aux deux branches de la courbe définit la fin pratique de la consolidation primaire correspondant à Δh_{100} et t_{100} . De même, le point C de coordonnées (0,301 ; 17323) correspondant au début de l'essai à Δh_0 et t_0 . Le point D de coordonnées (1,117 ; 15 529), à mi-distance entre Δh_0 et Δh_{100} correspondant à Δh_{50} et t_{50} , on en déduit le temps t_{50} correspondant à 50 % du tassement de consolidation par la méthode de Casagrande :

$$\text{Log } t_{50} = 1,117$$

$$t_{50} = 10^{1,117} \approx 8 \text{ mn soit, } t_{50} = 480 \text{ s}$$

D'après la relation (8), l'indice de consolidation $C_v = [0,197 \times (2,4)^2] / (4 \times 480) = 0,000591 \text{ cm}^2 / \text{s}$,
Soit, $C_v = 5,91.10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$

3-2. Variation de tassements S(m) en fonction de la hauteur de l'argile saturée h_a (m)

Le **Tableau 4** est le résumé des valeurs de tassements S (m) sous une semelle isolée sans remblai compacté ($h_r = 0 \text{ m}$) en fonction de la hauteur de la couche d'argile saturée h_a (m) pour une charge $q = 100 \text{ kPa}$. Une courbe qui représente l'évolution de tassements S (m) en fonction de la hauteur h_a (m) est présentée à la **Figure 8**.

Tableau 4 : Valeurs des tassements en fonction de la hauteur de l'argile

a (m)	b (m)	z (m)	m = a / z	n = b / z	k	q (kPa)	Couche N°	h_i (m)	h (m)	e_0	C_c	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	S (m)
0,70	0,70	0,50	1,40	1,40	0,200	100,00	I	1,00	0,50	1,400	1,11	80,00	3,50	0,64
0,70	0,70	1,50	0,47	0,47	0,080	100,00	II	1,00	1,50	1,400	1,11	32,00	10,50	0,28
0,70	0,70	2,50	0,28	0,28	0,035	100,00	III	1,00	2,50	1,400	1,11	14,00	17,50	0,12
0,70	0,70	3,50	0,20	0,20	0,018	100,00	IV	1,00	3,50	1,400	1,11	7,20	24,50	0,05
0,70	0,70	4,50	0,16	0,16	0,014	100,00	V	1,00	4,50	1,400	1,11	5,60	31,50	0,03
0,70	0,70	5,50	0,13	0,13	0,008	100,00	VI	1,00	5,50	1,400	1,11	3,20	38,50	0,02

Résumé							
Profondeur (m)	-6	-5	-4	-3	-2	-1	$\pm 0 = \text{TN}$
h_a (m)	0	1	2	3	4	5	6
S (m)	0	0,64	0,92	1,04	1,09	1,12	1,14

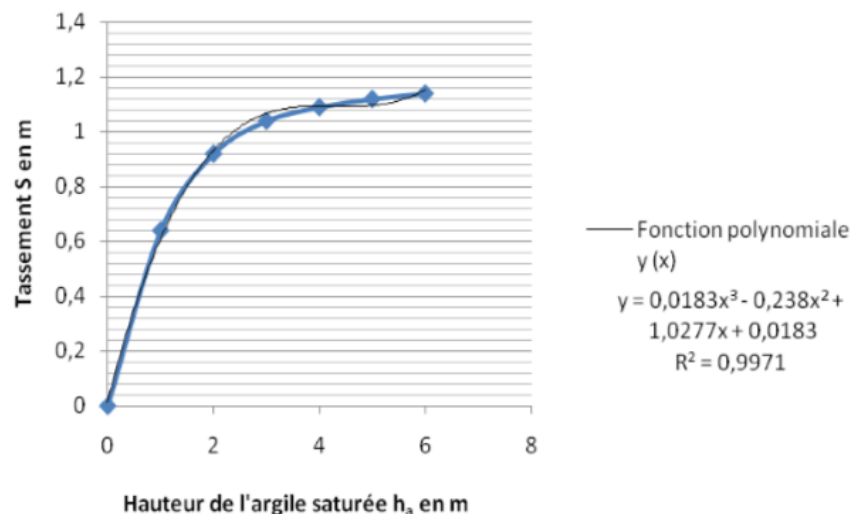


Figure 8 : Évolution des tassements en fonction de la hauteur de l'argile saturée

3-3. Variation de tassements S (m) en fonction de la hauteur du remblai stabilisé par compactage h_r (m)

Le **Tableau 5** est le résumé des valeurs de tassements sous une semelle isolée en fonction de la hauteur du remblai compacté h_r (m) pour une charge $q = 100$ kPa. Une courbe qui représente l'évolution de tassements S (m) en fonction de la hauteur h_r (m) est présentée à la **Figure 9**. La hauteur h_a (m) de l'argile saturée sous semelle isolée est fixée à 3 m au-dessus du socle rigide à moins 6 m du TN.

Tableau 5 : Valeurs des tassements en fonction de la hauteur du remblai compacté

h_r (m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
S (m)	1,04	0,63	0,40	0,25	0,16	0,12	0,08	0,06	0,04

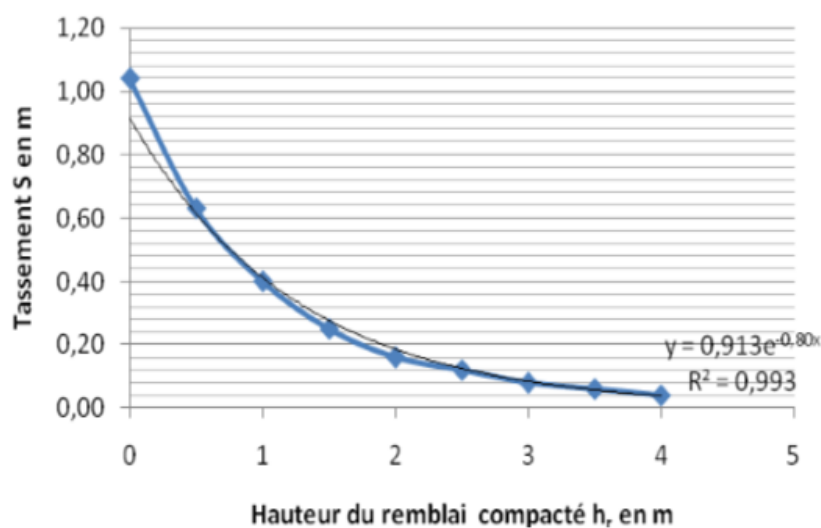


Figure 9 : Évolution des tassements en fonction de la hauteur du remblai compacté

3-4. Variation des tassements en fonction des hauteurs de l'argile saturée h_a et du remblai compacté h_r

On peut noter que d'après le **Tableau 6**, pour 1,5 m de remblai compacté sur une argile saturée à une profondeur de - 4 m du terrain naturel ($TN = \pm 0.0$ m), vous devez vous attendre à 21 cm de tassement sous une semelle isolée de charge $q = 100$ kPa alors que sans remblai compacté, attendez-vous à 92 cm de tassement, soit plus de quatre (4) fois le tassement avec remblai compacté.

Tableau 6 : Valeurs de tassements en fonction de la hauteur d'argile saturée et de la hauteur du remblai compacté

Profondeur (m)	h_r (m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
-5	$h_a = 1$	0,64	0,39	0,24	0,15	0,11	0,06	0,04	0,03	0,02
-4	$h_a = 2$	0,92	0,56	0,35	0,21	0,16	0,09	0,09	0,05	0,04
-3	$h_a = 3$	1,04	0,63	0,40	0,25	0,18	0,12	0,08	0,06	0,04
-2	$h_a = 4$	1,09								
-1	$h_a = 5$	1,12								
0	$h_a = 6$	1,14								

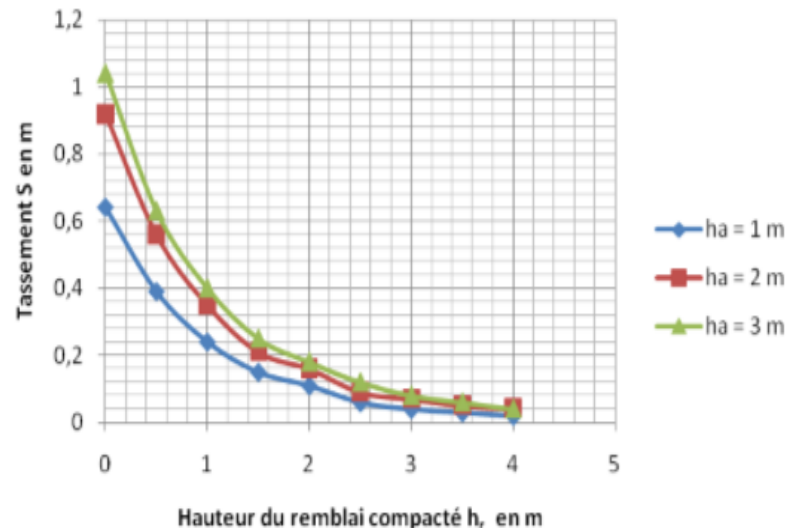


Figure 10 : Évolution des tassements en fonction des hauteurs d'argile saturée et de remblai compacté

3-5. Évaluation du temps t (s) de tassement

Le temps t (s) au bout duquel le degré de consolidation $U = 95 \%$ du tassement final sera effectué, pour une argile saturée d'une hauteur $h = 6$ m drainée vers le haut et vers le bas est calculé par la relation (11) :

$t = (1,125 \times 600^2) / (4 \times 5,91 \cdot 10^{-4}) = 85\,659\,898$ s, soit $t \approx 2$ an et 10 mois. Il est évident que le temps au bout duquel on obtient le tassement final est une fonction croissante de la hauteur de l'argile saturée sous remblai compacté. De ce fait, plus cette hauteur est importante, plus la durée de tassement est longue.

3-6. Analyse et interprétation des résultats

Après discussion des résultats issus de ce travail, il s'avère que : Le tassement évolue comme une fonction polynomiale de degré 3 de la hauteur de l'argile saturée c'est-à-dire qu'une semelle sur terrain naturel (± 0 m) soumise à une charge de 100 kPa entraîne un tassement de 1,14 m et une semelle à mi-hauteur de l'argile saturée (-3 m de profondeur) entraîne un tassement de 1,04 m, soit 9 % de réduction et si vous posez la semelle sur l'argile saturée à un mètre au-dessus du socle rigide (-5 m de profondeur), elle engendre un tassement de 0,64 m, soit 44 % de réduction. Ces résultats montrent qu'en encastrant plus la semelle dans l'argile saturée, le tassement total est réduit de moitié seulement alors que nous sommes à un mètre du socle rigide supposé incompressible. Donc, quel que soit la position d'une semelle isolée dans un terrain argileux, les tassements demeurent excessifs. Cela peut provoquer l'instabilité d'un ouvrage. Le tassement est une fonction exponentielle inverse de la hauteur de la couche de remblai stabilisé par compactage sous semelle c'est-à-dire que, plus on a de remblai sous la semelle isolée, moins le sol sous-jacent est sujet à des tassements. En d'autres termes, pour peu qu'on a du remblai sous la semelle dans un sol argileux, le tassement devient moins important. La preuve est qu'un (1) mètre seulement de remblai stabilisé sous une semelle entraîne un tassement de 40 cm, soit 65 % de réduction. Une hauteur de remblai compacté entre 1,5 et 2 m sous une semelle entrainera les tassements entre 21 cm soit 78 % de réduction et 16 cm, soit 86 % de réduction (**Tableau 5**). Ce qui nous paraît raisonnable pour une charge de 100 kPa car on tend vers 100 % de réduction quand la hauteur du remblai est plus importante. Nous pouvons conclure qu'une couche de remblai stabilisé par compactage sous une semelle isolée sur une couche d'argile saturée est l'une des solutions économiques pour réduire les tassements excessifs. Cependant, il faut noter que ce sont la qualité du compactage et l'importance de la hauteur de ce remblai qui sont à l'origine de la réduction des tassements

excessifs de la couche d'argile saturée. En effet, la méthode du chemin de contraintes nous montre qu'en maintenant loin les charges et surcharges ponctuelles ou surfaciques uniformes sur une surface des couches susceptibles de se tasser, les contraintes induites des charges et surcharges précitées deviennent faibles. Ce qui entraîne la réduction du tassement global dans les couches sous-jacentes. Le compactage du remblai en vue de le stabiliser apparaît ici comme une opération qui permet de maintenir cet éloignement. En exploitant la courbe de la **Figure 10**, nous recommandons une profondeur d'encastrement de la semelle d'au moins 2 m car le tassement diminue quand la hauteur de l'argile saturée diminue et que la hauteur du remblai compacté augmente.

4. Conclusion

Le choix du type de fondation superficielle par semelles isolées ou filantes sur sol argileux, contrairement aux fondations profondes, aux radiers généralisés en superficie ou aux traitements spéciaux est une solution économique très appréciée par les constructeurs. Cependant, il s'avère que pour réduire les tassements excessifs dans un terrain argileux saturé de type montmorillonite soumis à des charges et surcharges et pour éliminer ses effets sur la structure de l'ouvrage, l'une des solutions est de prévoir d'une part, une hauteur optimale de remblai stabilisé par compactage entre les semelles et ce terrain et d'autre part, une profondeur de fouille raisonnable pour les encastrer. Le compactage permet de stabiliser économiquement le remblai pour tenir à distance les couches d'argile saturée sous-jacentes susceptibles de se tasser, des charges et surcharges transmises par les semelles de fondation.

Références

- [1] - R. F. CRAIG, Soils Mechanics. New York, Van Nostrand Reinhold Company, (1978) 318 p.
- [2] - R. E. GRIM, Clay Mineralogy, 2nd ed. Mc Graw-Hill, New York, (1968)
- [3] - R. D. HOLTZ et W. D. KOVACS, Introduction à la géotechnique. Montréal, Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, (1991) 808 p.
- [4] - K. TERZAGHI et R.B. PECK, Soils Mechanics in Engineering Practice. 2^e den, New York, John Wiley & Sons, (1967) 729 p.
- [5] - J. E. BOWLES, Foundation Analysis and Design. 4^e ed. New York, McGraw-Hill, (1988) 1004 p.
- [6] - American Society for Testing and Materials, Annual BOOK of ASTM Standards, Vol. 04, (08) (1992) 1182 p.
- [7] - F. S. MERRITT, Standard Handbook for Civil Engineers. 3 ed. New York, McGraw-Hill, (1983)
- [8] - V. Robitaille et D. Tremblay, Mécanique des sols : Théorie et Pratique. Mont-Royal (Québec), Modulo Editeur, (1997) 647 p.
- [9] - R. E. HUNT, Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation. New York, McGraw-Hill, (1986) 729 p.
- [10] - P. LA ROCHELLE, Introduction à la mécanique des sols. Tome 1, Sainte-Foy. Université Laval, (1983) 213 p.
- [11] - P. LA ROCHELLE, Introduction à la mécanique des sols. Tome 2, Sainte-Foy. University Laval, (1983) 163 p.
- [12] - Société Canadienne de Géotechnique, Manuel canadien d'ingénierie des fondations. Vancouver, Chapuis et Morin éditeurs, (1989) 378 p.