

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministre de L'enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université de Jijel

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



Projet de fin D'Etudes Pour L'obtention

En Vue de L'obtention du Diplôme

Master Académique

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

Etude et Modélisation de Phénomène de Consolidation Des Sols

Avec des Drains Verticaux

Réalisé par :

- HAMRICHE NACERA

-BOUKERCHA WISSAM

Encadré par :

Mr. LAMARA MOHAMMED

Promotion 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

*Nous tenons à remercier **Mr. LAMARA MOHAMMED** pour avoir proposé et dirigé ce projet ainsi pour ses précieux conseils et recommandations qui ont permis de mener à bien ce travail.*

*Nous remercions également tout nos enseignants pour ce qu'ils nous ont appris, nous leurs en sommes reconnaissants, nous citons spécialement **M. ARABET LEILA, Mr. ABDI ISHAK, Mr. MESSIOUD SALAH.***

Nous remercions aussi toute ma famille sans exception.

Merci à tous





Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect, de reconnaissance et de remerciement :
A ma chère mère.*

A mon cher père.

A mes frères et mes sœurs.

A mon fiancé : CHALAI OTHMANE.

A tout ma famille sans exception.

A mes très chers amis : MOUNA, AFAP, SAIDA, RADIA.

A tout la section 5^{ème} Année G.C.

*En fin, je remercie mon ami BOUKERCHA WISSAM qui a contribué à la réalisation de ce
modeste travail.*

HAMRICHE NACERA





Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect, de reconnaissance et de remerciement :
A la mémoire de mon père que dieu ait son âme.*

A ma chère mère.

A mes frères et mes sœurs.

A tout ma famille sans exception.

A mes très chers amis : MOUNA, AFAF, SAIDA, RADIA.

A tout la section 5^{ème} Année G.C.

*En fin, je remercie mon ami HAMRICHE NACERA qui a contribué à la réalisation de ce
modeste travail.*

BOUKERCHA WISSAM



TABLE DES MATIERES

REMERCEMENT	
DEDICACE	
RESUME	i
ABSTRACT	ii
TABLE DES MATIERES	iv
LISTE DES TABLEAU	Viii
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES SIGLE ET ABREVIATIONS	xii
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : TASSEMENT DES SOLS FINS	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Compressibilité des sols.....	3
I.3 Contraintes dans le sol	4
I.4 Tassement	5
I.4.1 Tassement total	5
I.4.1.1 Tassement due au chargement de sol.....	5
I.4.1.2 Tassement due au rabattement de la nappe.....	6
I.4.2 Tassement différentiel.....	7
I.5 Les composantes de tassement	7
I.5.1 Tassement immédiat	8
I.5.2 Tassement due à la consolidation	8
I.5.3 Tassement due à la compression secondaire	9
I.6 Evaluation de tassement.....	9
I.7 Essai oedométrique	10
I.7.1 Appareillage	11
I.7.2 Mode d'emploi.....	11
I.7.3 Exploitation des résultats	12
I.7.3.1 Courbe de compressibilité.....	12
I.7.3.2 Courbe de consolidation	15
I.8 Les différents types de sol	15
I.9 Déformations observées sous des ouvrages réels	17
I.9.1 Tassement de sols argileux et tourbeux sur une trace routière	17

I.9.2	Les tassements de la ville de Mexico.....	18
I.10	Conclusion	19

CHAPITRE II : PHENOMENE DE CONSOLIDATION

II.1	Introduction.....	20
II.2	Consolidation unidimensionnelle	20
II.2.1	Description de phénomène.....	20
II.2.2	Equation de la consolidation	21
II.2.3	Solution de l'équation de la consolidation.....	22
II.2.4	Degré de consolidation U_z	24
II.2.5	Détermination du coefficient de consolidation	26
II.2.5.1	Méthode de la racine carrée du temps (Méthode de Taylor)	26
II.2.5.2	Méthode do logarithme de temps (Méthode de CASAGRANDE).....	27
II.3	Modélisation à l'aide de la MEF.....	29
II.3.1	Introduction.....	29
II.3.2	Formulation de l'équation de la consolidation.....	29
II.3.2.1	Equations d'équilibres	29
II.3.2.2	Equation de continuité	30
II.3.3	Discrétisation de système d'équation.....	31
II.3.3.1	Equation d'équilibre.....	31
II.3.3.2	Equation de continuité	33
II.4	Conclusion	35

CHAPITRE III : ACCELERATION DES TASSEMENT DES SOLS PAR DES DRAINS VERTICAUX

III.1	Introduction.....	36
III.2	But et fonctionnement des drains verticaux.....	37
III.3	Type et application des drains	38
III.3.1	Drains préfabriqués (PVD)	38
III.3.2	Drains verticaux en sable	39
III.3.3	Installation et surveillance des drains	40
III.3.4	Propriétés de drainage.....	41

III.3.4.1	Diamètre de la zone d'influence	41
III.3.4.2	Diamètre de drains equivalent du drain vertical en forme de bande.....	41
III.3.4.3	Filtre et taille de l'ouverture	42
III.3.4.4	Capacité de décharge	42
III.4	Efficacité des drains verticaux	43
III.5	Théorie de la consolidation horizontale autour des drains	43
III.5.1	Approche de BARRON	44
III.5.2	Solution de HANSBO	47
III.5.3	Combinaison des consolidations radiale et verticale	48
III.6	Conclusion	49

CHAPITRE IV : ETUDES GEOLOGIQUES

IV.1	Introduction	50
IV.2	Situation géographique	50
IV.3	Description des formations principales.....	51
IV.4	Topographie et géomorphologie	52
IV.5	Sismicité.....	52
IV.6	Etude géologique	52
IV.6.1	Introduction.....	52
IV.7	Hydrogéologie et hydrogéologies	52
IV.7.1	Étude hydrologique	52
IV.7.1.1	Description sommaire se La zone d'étude	53
IV.7.1.2	Climatologie (température et pluviométrie).....	54
IV.7.1.3	Température	54
IV.7.1.4	La précipitation	55
IV.8	Etude géotechnique.....	55
IV.8.1	Identification de sol.....	56
IV.8.2	Résultats d'essais géotechniques	56

IV.8.2.1	les essais géotechniques réalisés	56
IV.8.2.2	Résultats des essais	56
IV.8.2.3	Essais Mécaniques	58
CHAPITRE V : MODELISATION DE PHENOMENE DE CONSOLIDATION		
V.1	Introduction.....	59
V.2	Evaluation de consolidation unidimensionnelle	59
V.2.1	Solution à l'aide de l'équation de TERZAGHI	60
V.2.2	Modélisation par la MEF	64
V.2.3	Comparaison entre TERZAGHI et TINY	69
V.3	Etude de remblai	70
V.3.1	Présentation de remblai	70
V.3.2	Modélisation unidimensionnelle par MEF (TINY.FOR).....	71
V.3.3	Modélisation bidimensionnelle avec logiciel PLAXIS 2D.....	75
V.3.3.1	Présentation du logiciel PLAXIS	75
V.3.3.2	Analyses avec différents modèles	75
V.3.4	Présentation de remblai dans PLAXIS.....	76
V.3.4.1	les étapes de la modélisation.....	76
V.3.4.2	Les phases du calcul numérique	80
V.4	Etude paramétrique	84
V.4.1	L'effet des paramètres géotechniques.....	84
V.5	Modélisation du remblai sur sol compressible renforcé par les drains verticaux	89
V.5.1	Résultats et discussion	92
V.6	Conclusion	95
CONCLUSION GENERALE		96
REFERENCE BIBLIOGRAPHIE		
ANNEXE A		

LISTE DES TABLAUX

Tableau IV-1	Tableau de lithologie des formations principales rencontrées sur le site	.57
Tableau IV-2	Caractéristique physique des argiles valeur moyennes58
Tableau IV-3	Caractéristiques de résistance au cisaillement58
Tableau IV-4	Caractéristiques de compressibilité58
Tableau V-1	Données adoptées pour modéliser un essai oedométrique60
Tableau V-2	La distribution de l'excès pression suivant la profondeur en fonction de temps61
Tableau V-3	Les valeurs moyennes de degré de consolidation et pression interstitielle en fonction de facteur de temps63
Tableau V-4	La distribution de la suppression en fonction de la profondeur65
Tableau V-5	La distribution de déplacement en fonction temps68
Tableau V-6	Données adoptées pour modéliser la couche de sol71
Tableau V-7	Les résultats de la pression interstitielle en fonction de la profondeur72
Tableau V-8	Illustré l'évolution de déplacement dans le temps73
Tableau V-9	Paramètre pour le modèle de Mohr-coulomb78
Tableau V-10	Les phases de calcul80
Tableau V-11	Résultats de calcul en fonction de C85
Tableau V-12	Résultats de calcul en fonction de ϕ86
Tableau V-13	Résultats de calcul en fonction de λ^*87
Tableau V-14	Résultats de calcul en fonction de κ^*88
Tableau V-15	Valeurs des paramètres des drains de sable90
Tableau V-16	Les phases de calcul91

TABLES DES FIGURES

Figure I.1	Superposition des contraintes dans un massif de sol	4
Figure I.2	Tassement due au chargement de sol	6
Figure I.3	Processus de déformation par le rebattement de nappe.....	6
Figure I.4	Evolution de la contrainte effective, excès de la pression interstitielle et tassement durant le phénomène de consolidation	9
Figure I.5	Calcul du tassement à l'aide du diagramme de phases.....	10
Figure I.6	Schéma de l'essai oedométrique	11
Figure I.7	Courbe de compressibilité	12
Figure I.8	Indice de compression C_c	13
Figure I.9	Indice de gonflement C_s	13
Figure I.10	Détermination graphique de σ'_p , c_g , c_c	14
Figure I.11	Courbe de tassement en fonction de \sqrt{t}	15
Figure I.12	Classification des sols selon le degré de consolidation	16
Figure I.13	Tassements de remblais routiers en zone compressible (Magnan 2000).	17
Figure I.14	Carte schématique des tassements de la ville de Mexico de 1891 à 1966. Les lignes d'égal tassement sont graduées en mètres (Magnan 2000).	19
Figure I.15	Tassement de quatre monuments de la ville de Mexico (Magnan 2000)	19
Figure II.1	Elément représentatif dans une cuche d'argile.....	21
Figure II.2	Détermination de la valeur de C_v par la méthode de racine carrée du temps (Taylor)	27
Figure II.3	Détermination de la valeur de C_v par la méthode du logarithme du temps (CASAGRANDE).....	28
Figure III.1	Processus d'écoulement vers les drains verticaux	37
Figure III.2	Bénéfice potentiel des drains verticaux (adapté de Blanchisserie et al.2000)	38
Figure III.3	Différents types des drains préfabriqués (adapté de RIXNER et al 1986; REDANA1999).....	39
Figure III.4	Enfoncement d'un drain vertical sable par la méthode du tube fermé à pointe récupérable (tiré de Magnan 1983)	39
Figure III.5	Réalisation d'un drain de sable par forage à la tarière à âme creuse	40
Figure III.6	Disposition des drains verticaux	40
Figure III.7	Les configurations spécifiques d'installation des drains et diamètre de zone d'influence	41

Figure III.8 Schéma conceptuel d'un PVD et son diamètre équivalent	42
Figure III.9 Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intacte (adapté de Leo 2004).	45
Figure III.10 Degré de consolidation en fonction du facteur temps T de consolidation ...	47
Figure III.11 Schématisation de la consolidation autour d'un drain résultant de drainage vertical et radial.....	48
Figure III.12 Degré de consolidation tridimensionnelle selon l'équation de CARILLO (1942).....	49
Figure IV.1 Situation géographique de vallée d'oued Soummam	50
Figure IV.2 Extrait du schéma structural de la chaîne tello-rifaine (Wildi, 1983)	51
Figure IV.3 Localisation de la zone d'étude	53
Figure IV.4 Courbe Moyennes mensuelles des températures (max 'M' et min 'm') dans la région de la basse vallée de la Soummam (période de 1970 – 2011.....	54
Figure IV.5 Moyennes mensuelles des précipitations 'P' dans la région de la basse vallée de la Soummam.....	55
Figure IV.6 L'emplacement les deux types d'argile sur l'abaque de CASAGRANDE	57
Figure V. 1 La distribution de l'excès de pression interstitielle en fonction de temps ...	62
Figure V. 2 L'évolution de degré de consolidation et de la pression interstitielle en fonction de T_v	63
Figure V. 3 Modélisation en élément fini l'échantillon de l'essai oedométrique.....	64
Figure V.4 La distribution de l'excès de suppression interstitielle en fonction de la profondeur.....	66
Figure V.5 Evolution de l'excès de la pression interstitielle, contraintes effective et tassement on fonction de temps	67
Figure V.6 La distribution de l'excès de déplacement en fonction de temps	68
Figure V.7 Comparaison de l'évolution de la pression interstitielle obtenue par les deux approches Méthode de TERZAGHI et MEF	70
Figure V.8 Profils de remblai utilisés pour la modélisation des calculs	70
Figure V.9 Profil de sol adopté pour le calcul au PK13+100 et son modélisation par élément fini	71
Figure V.10 L'évolution l'excès de pression interstitielle en fonction de la profondeur..	73
Figure V.11 L'évolution de déplacement dans le temps.....	74
Figure V.12 Evolution dans le temps l'excès de la pression interstitielle, contraintes effective et tassement.....	74

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire d'une surface
a_v	Coefficient de compressibilité
B	La largeur de la surface de chargement
C	Cohésion
C_c	Indice de compressibilité
C_r	Le coefficient de consolidation du sol
C_s	Indice de gonflement
C_v	Coefficient de consolidation
d_e	Diamètre d'influence des drains
d_w	Diamètre des drains
E	Module d'élasticité du sol (ou module de Young)
E₅₀	Module d'élasticité correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture
E_{oed}	Module oedométrique
e	Indice des vides
e₀	Indice des vides initiaux
e_f	Indice des vides final
g	Accélération de la pesanteur
i	Gradient hydraulique
h	Charge hydraulique
H	Épaisseur de la couche
H_{dr}	Distance de drainage

k	Coefficient de perméabilité
K₀	Coefficient des terres au repos
K_h	Coefficient de perméabilité de la couche à consolider pour un écoulement horizontale
K_v	Coefficient de perméabilité de la couche à consolider pour un écoulement verticale
L	La distance entre les drains
m_v	Coefficient de compressibilité volumique
n	Rapporte du rayon d'influence sur rayon du drain
OCR	Degré de consolidation
P	Pression
P₀	Charge
P_s	Poids sec du solide
POP	Coefficient de préconsolidation
q	Charge uniformément répartie
r₀, r_w	Rayon des drains
r_e	Rayon d'influence
S_i	Tassement immédiat
S_c	Tassement de consolidation primaire
S_s	Tassement de consolidation secondaire
S_r	Degré de saturation
t	Temps

T_v	Facteur de temps de consolidation
u	Suppression interstitielle
u_r	Suppression interstitielle radiale
U_v	Degré de consolidation
v	Vitesse
V	Volume total
V_0	Volume initial
V_s	Volume des solides
V_v	Volume des vides
Z	Profondeur
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_{sat}	Poids volumique saturé
γ_{unsat}	Poids volumique non saturé
ϵ_a	Déformation axiale
ϵ_v	Déformation vertical
ν	Coefficient de Poisson
σ_p	Contrainte de préconsolidation
σ_{v0}	Contrainte vertical initiale
σ'	Contrainte effective
σ_1	Contrainte totale majeure
σ_2	Contrainte totale mineure

$\Delta\sigma$	Variation de contrainte totale
$\Delta\sigma'$	Variation de contrainte effective
ΔH	Déplacement verticale
Δe	Variation de l'indice des vides
ΔV	Variation de volume total
Δu	Surpression interstitielle
λ^*	Indice de compressibilité utilisé dans le modèle S.S.M
κ^*	Indice de gonflement utilisé dans le modèle S.S.M
φ	Angle de frottement
ψ	Angle de dilatance

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE

Le sol a toujours été l'objet d'interrogations et de recherches dans toutes les civilisations, avant de bâtir, les hommes se sont toujours préoccupés des problèmes liés aux sols.

Aujourd'hui, les mêmes préoccupations et les mêmes problèmes sont toujours d'actualité mais les méthodes et les moyens d'investigation ont évolué. Une base théorique, pour comprendre et interpréter les résultats expérimentaux, est établie.

La pérennité de tout ouvrage édifié sur le sol passe par une meilleure connaissance des propriétés de terrain. La stabilité vis-à-vis du tassement est une condition prépondérante pour tous les ouvrages.

L'analyse du comportement d'un sol saturé comportant des matériaux moins perméables (supportant un ouvrage) dépend essentiellement du facteur temps, en raison de développements et dissipations de l'eau dans le sol. Il est bien connu que dans un sol saturé, les pressions interstitielles ont une influence sur le champ de contraintes effectives et par conséquent sur l'évolution des tassements par consolidation.

La construction d'ouvrages comme les remblais sur les sols argileux compressibles soulève diverses difficultés :

- *les ouvrages subissent de forts tassements provoqués par la forte compressibilité des sols ;*
- *les sols argileux saturés très compressibles ont une faible résistance, il est donc difficile d'assurer la stabilité des fondations et des ouvrages ;*
- *le tassement des ouvrages parfois se produit pendant une durée de temps très long, souvent de l'ordre de plusieurs années. Ceci est dû au à la lenteur processus d'expulsion de l'eau.*

La consolidation est un phénomène couplé d'une loi de comportement élasto-plastique, différé dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau et de chemin de drainage. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale avant l'application des surcharges. Parfois, le tassement ne se stabilise pas et continue au delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors de tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage. Ces tassements peuvent avoir des conséquences néfastes sur les ouvrages plusieurs décennies après la fin de construction.

De nombreux chercheur ont travaillé sur ce phénomène. Karl TERZAGHI a, en 1923, énoncé une théorie de la consolidation unidimensionnelle. Elle est toujours utilisée de nos

jours d'autres approches comme la simulation numérique par la méthode des éléments finis est aussi largement disponible sous forme des codes de calcul. L'application de la méthode des éléments finis pour traiter les problèmes géotechniques s'avère intéressant et très efficace.

Donc la construction d'ouvrages sur les sols argileux saturés présente diverses difficultés. Les traitements et l'amélioration des sols sont l'un des outils dont l'ingénieur dispose pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations. De nombreuses techniques efficaces, ont été développées au cours du 20^{ème} siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains qui peuvent être de surface (cas des travaux routiers) ou en profondeur (cas des travaux de fondations et/ou de soutènements).

Les drains verticaux, en sable ou en carton, sont l'une des méthodes d'amélioration des sols utilisées lors de la réalisation des routes sur des sols gorgés d'eau, facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle au sein des massif de sols et accélèrent ainsi leur consolidation. Ceci entraîne l'augmentation de la résistance au cisaillement des sols, et réduire les tassements ultérieurs.

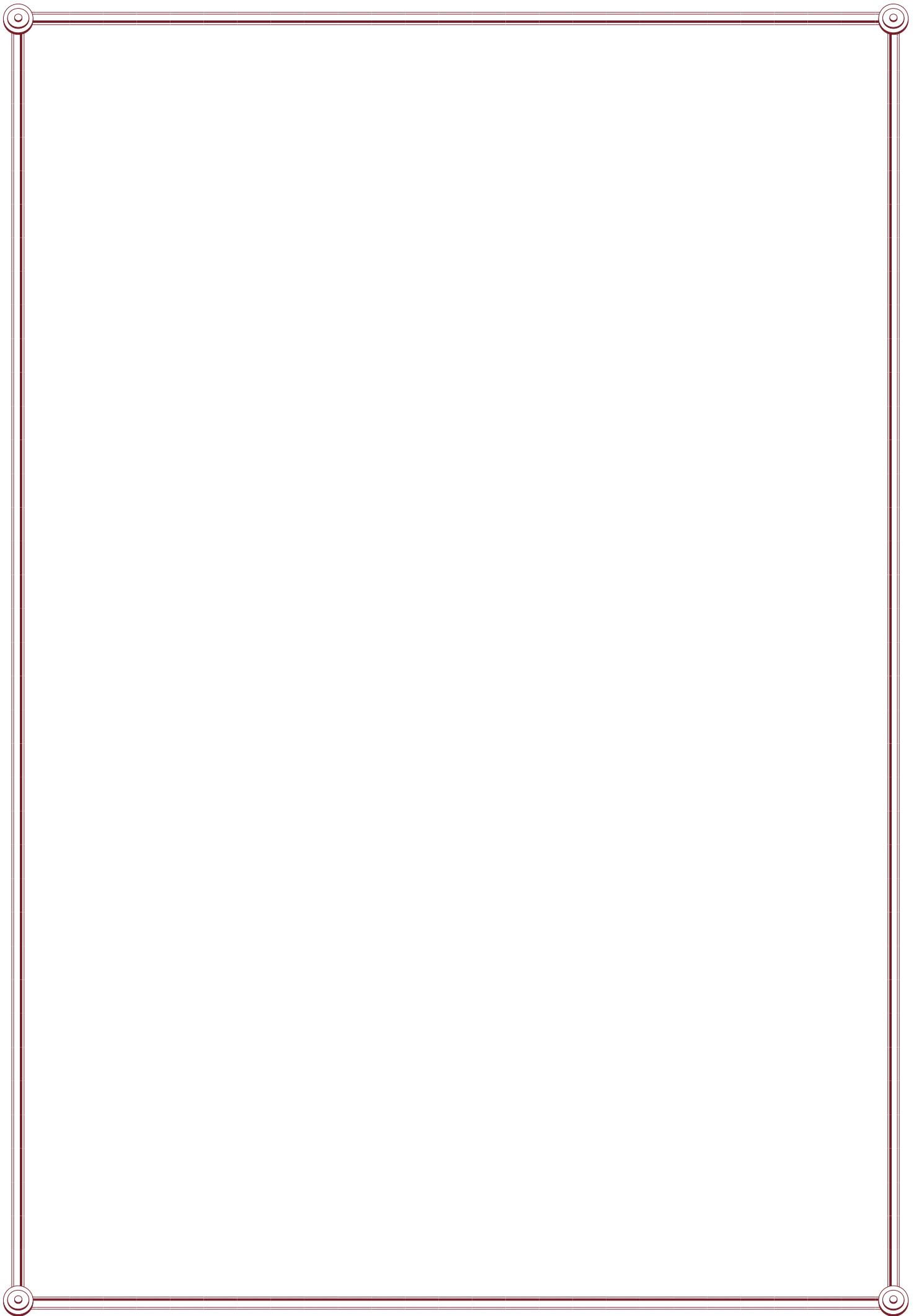
Le présent travail est consacré à l'étude de phénomène de consolidation, pour ce faire, le mémoire est organisé comme suite :

- Le premier chapitre est une revue bibliographique sur le tassement des sols compressibles.
- Le deuxième chapitre portant sur le phénomène de consolidation unidimensionnel des sols. Puis on a décrit la discrétisation des équations gouvernantes par la méthode des éléments finis à savoir les équations d'équilibre et de continuité.
- La technique d'accélération de consolidation des sols fins à l'aide des drains verticaux est exposée dans le troisième chapitre.
- Dans le chapitre quatre on a présenté une synthèse sur la géologie concernant la région d'implantation de remblai.
- Le cinquième chapitre, représente notre modeste contribution, qui est consacré à la modélisation de phénomène de consolidation. En premier lieu l'évaluation de la consolidation unidimensionnel d'un échantillon représentant l'essai oedométrique, par la suite la simulation numérique du comportement d'un remblai sur sol compressible est réalisée.[14]

Finalement, le mémoire se termine par une conclusion.

CHAPITRE I

Tassement des Sols Fins



I-1-) Introduction

Tous les matériaux subissent des déformations lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations externes. Dans certains cas, comme cela se produit avec les matériaux élastiques, la réponse est instantanée. Pour d'autres matériaux, les déformations mettent beaucoup de temps pour se manifester. Cela est vrai pour certains types de sols argileux.

Le sol comme tous les matériaux possèdent des caractéristiques mécaniques et physiques, lorsqu'il est chargé, il se déforme selon certaines lois de comportements. Dans la pratique on s'intéresse particulièrement aux déplacements verticaux des sols ce qu'on appelle souvent « tassements ».

Etant donné qu'on ne connaît pas d'une manière précise ces lois de comportements, et qu'il est difficile et coûteux de mener des essais en vraie grandeur, on fait souvent recourir à la simulation numérique. [1]

Pour obtenir les paramètres de sol, des échantillons représentatifs sont prélevés de site en considération, pour les tester au laboratoire sous des conditions similaires aux celles existantes sur le terrain, puis on mesure les déformations. L'analyse des résultats permet d'obtenir certains paramètres que l'on utilise pour estimer le comportement d'une couche réelle. C'est ce qu'on appelle « méthodes indirectes de laboratoire ». Généralement pour l'étude de tassement des sols argileux, il existe deux types d'essais.

- Essai sous chemin oedométrique.
- Essai sous chemin isotrope à l'appareil triaxial.

I-2-) Compressibilité des sols

On suppose que les déformations d'une couche de sol compressible se produisent dans une seule direction. Le cas du tassement d'un remblai couvrant une très grande étendue constitue un exemple de tassement unidimensionnel. On verra plus loin ce qui se produit lorsqu'une structure de faibles dimensions applique une charge en surface et provoque des tassements. Un sol soumis à une sollicitation externe se comprimera à cause des facteurs suivants :

1. *Déformation des grains solides du sol ;*
2. *Compression de l'air et de l'eau contenus dans les vides ;*
3. *Expulsion de l'air et de l'eau contenus dans le sol.*

Les charges que l'on rencontre souvent dans les ouvrages du génie civil n'induisent généralement qu'une très faible compression des grains individuels de sol (souvent négligeable). Les sols compressibles se trouvent habituellement sous la nappe phréatique et peuvent être considérés comme complètement saturés avec l'incompressibilité de fluide interstitiel (eau), c'est donc le troisième facteur qui contribuera le plus à la compressibilité des couches de sol sous un chargement.

A l'application d'une surcharge au sol, une surpression est générée dans l'eau remplissant les vides, ce qui génère un écoulement sous un gradient hydraulique. Au fur et à mesure que l'eau interstitiel est expulsé, les grains de sol se réajustent suivant une configuration plus dense et par conséquent plus stable. Il en résulte une diminution de volume des vides ce qui se manifeste comme un tassement à la surface de sol. La vitesse à laquelle se produira ce tassement dépend de la perméabilité du sol et de la longueur de chemin de drainage. L'ampleur du réarrangement des grains et de la compression dépend de la rigidité du squelette, qu'elle-même fonction de la structure du sol. [2]

I-3-) Contraintes dans le sol [4]

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui engendrent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements. Dans la plupart des cas la surface du sol est horizontale et les charges appliquées sont verticales, les tassements sont donc les déplacements prépondérants.

Pour estimer la distribution de ces contraintes suivant la profondeur, le sol est assimilé à un milieu semi-infini élastique linéaire à surface horizontale (Figure. I- 1). Le calcul des contraintes, dans un massif pesant et chargé, est basé sur l'utilisation du principe de superposition.

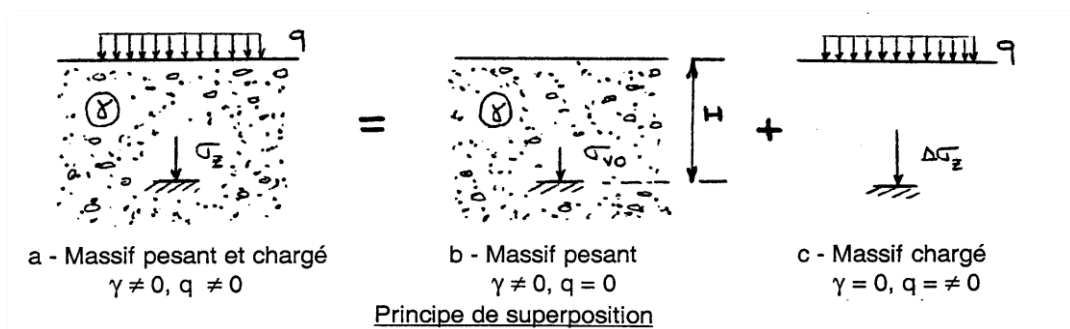


Fig. (I- 1) : Superposition des contraintes dans un massif de sol [4]

La contrainte réelle s'exerçant à une profondeur z sur une facette horizontale, σ_z , est égale à la somme de la contrainte naturelle σ_{v0} , due au poids de sol sus-jacent et de la contrainte induit par les surcharges $\Delta\sigma_z$

$$\sigma_z = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_z$$

I-4-) Tassement

Dans le cas général, les déformations du sol sont de nature tridimensionnelle, on distinguera classiquement :

- ✓ la composante verticale : tassement ;
- ✓ les composantes horizontales : déplacements latéraux.

En principe, le calcul des déplacements en chaque point d'un massif de sol est possible si l'on connaît les caractéristiques du chargement (ou du déchargement) et les lois de comportement du sol.

Dans la pratique, les calculs sont réalisés d'une manière approchée, compte-tenu de la complexité du comportement des sols. Dans de nombreux problèmes, la surface du sol est horizontale, les charges appliquées verticales et si la largeur de la surface chargée est importante par rapport à la hauteur de la couche déformable, la majorité des déformations sont verticales.

I-4-1) Tassement total

Le tassement total d'un ouvrage, signifie que tous les points du sol au-dessous de fondations se déplacent de la même grandeur. Le terme tassement est souvent attribué aux déplacements verticaux due à la compression de squelette solide suit à une augmentation des contraintes effectives. Cependant il existe d'autres types de déplacements verticaux comme les affaissements dus à l'effondrement des sols à structure lâche ou suite à une liquéfaction des sols sableux saturés.

I-4-1-1) Tassement due au chargement de sol

La nécessité de développement des villes et l'élargissement du tissu urbain conduisent à une occupation croissante du sous-sol des grandes agglomérations. On multiplie la construction d'ouvrages souterrains : parking, immeubles à plusieurs niveaux de sous-sol, voiries et réseaux divers (transports en site propre, collecteurs d'assainissement...). La réalisation de ces ouvrages, modifiant l'état des contraintes au sien du sol, est à l'origine de mouvement et déformations (tassement, déplacement

latéraux) susceptibles d'affecter le bâti et les ouvrages existants à proximité. Dans ce contexte, il apparaît nécessaire de disposer des méthodes efficaces de prévision des tassements et de déformations du massif environnant. (Figure I-2).

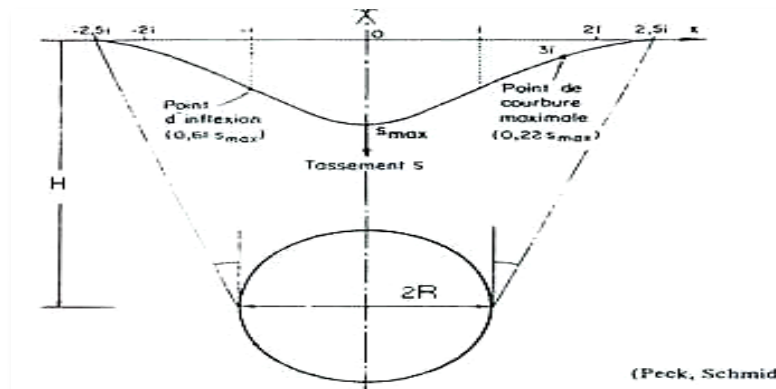


Fig. (I-2) : Cuvette transversal de tassement idéalisée

I-4-1-2) Tassement due au rabattement de la nappe

Le rabattement de la nappe par pompage excessif des eaux souterraines résulte à une réduction de la pression interstitielle et donc une augmentation des contraintes effectives provoquant ainsi le tassement de sol (Figure. I-3). Ces déplacements affectent une large surface causant des dommages importants dans les ouvrages et par conséquent des pertes économiques considérables. Le cas de la ville de Mexico est un exemple intéressant pour ce cas de tassement.

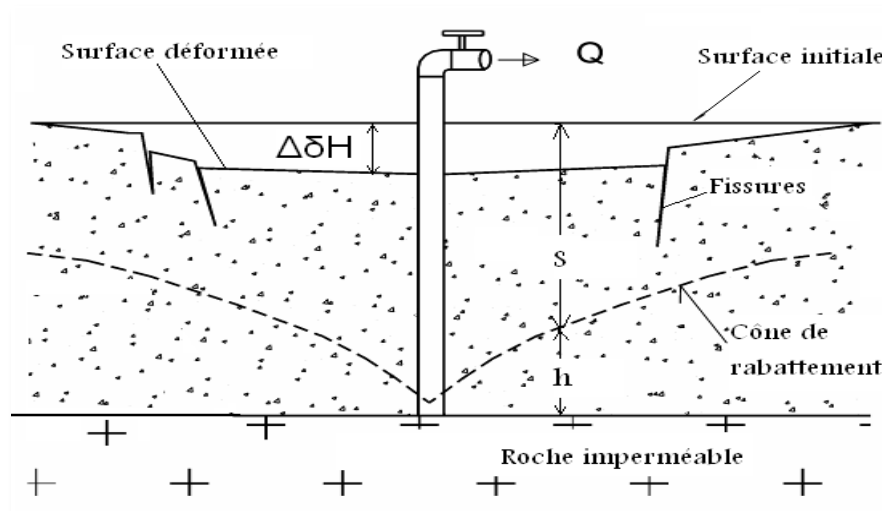


Fig. (I-3) : Processus de déformation par le rabattement de nappe

La ville de Mexico s'est développée dans le cratère d'un ancien volcan, rempli par plusieurs centaines de mètres de sédiments divers, dont certains sont argileux et très compressibles. Les ressources du bassin en eaux superficielles sont très limitées. En

conséquence, l'augmentation incessante de la demande a contraint dès 1936 les autorités à forer de nombreux puits profonds. Les aquifères sont limités par d'épaisses couches d'une argile volcanique très compressible.

A l'heure actuelle, le rabattement moyen du niveau piézométrique des aquifères est de 27 mètres, ce qui provoque une contraction des couches d'argile dû à l'augmentation des contraintes effective, et par conséquent un affaissement du sol. Le tassement était de 5,77 m en moyenne en 1963. Cet abaissement a entraîné des effets désastreux dans différents ouvrages comme la dislocation et la rupture des égouts et des canalisations, les bâtiments penchent et se fissurent.

I-4-2) Tassement différentiel

Le tassement différentiel est à un mouvement partiel du sol sous un ouvrage. S'on constate des fissures profondes sur une partie d'une structure, elles sont forte probable dues à un tassement différentiel. Inutile de dire que ce phénomène représente un préjudice pour l'intégrité d'un édifice.

Si le terrain est en pente, la construction peut être déséquilibrée. Dans ce cas, comme les fondations doivent être encastrées plus profondément dans le sol à l'amont qu'à l'aval, il existe un risque de tassement différentiel. Notamment quand les dimensions des fondations ne sont pas bien calculées.

I-5-) Les composantes de tassement [12]

Parfois, le tassement ne se stabilise pas et continue au-delà de la fin prévu de la consolidation primaire, il s'agit alors de tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage. Le déplacement vertical final peut être la somme de trois composantes de tassement :

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

Où S_i : Tassement immédiat.

S_c : Tassement de consolidation primaire, lié au temps.

S_s : Tassement secondaire, aussi lié au temps.

I-5-1) Tassement immédiat

Ce tassement est appelé aussi tassement initial ou compression élastique. Il se passe immédiatement après application de la charge sur le sol. Le déplacement immédiat S_i dans un sol saturé se produit rapidement, cette déformation se produit à volume constant.[3]

Pour une surface de chargement flexible avec une charge uniforme q , une expression de S_i a été donnée par JUMBU :

$$S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_u}$$

Cette équation est utilisée pour n'importe quelle forme de surface de chargement qu'elle soit rectangulaire, circulaire ou filante et à n'importe quelle profondeur dans le sol. Les coefficients μ_0 et μ_1 dépendent des dimensions de la surface de chargement et de la profondeur de la couche rocheuse.

I-5-2) Tassement due à la consolidation [12]

Le tassement de consolidation est le déplacement vertical de la surface du sol correspondant à un changement de volume à n'importe quel stade du processus de consolidation.

La consolidation est la réduction graduelle du volume d'un sol complètement saturé, à faible perméabilité due au drainage de quelques quantités d'eau dans les pores. Cette action se poursuit jusqu'à ce que l'excès de pression interstitielle Δu dans les pores dus à une augmentation des contraintes totales $\Delta \sigma$, ait été complètement dissipé.

A l'application de la charge, les sollicitations externes sont entièrement reprises par l'eau sous forme d'une augmentation de pression interstitielle et on n'enregistre, à ce moment, aucun changement dans les contraintes effectives. Graduellement, au fur et à mesure que l'eau est expulsée sous l'effet du gradient hydraulique, les sollicitations sont transmises au squelette de sol qui se traduit par une augmentation des contraintes effectives et par conséquent compression de sol (Figure. I-4).

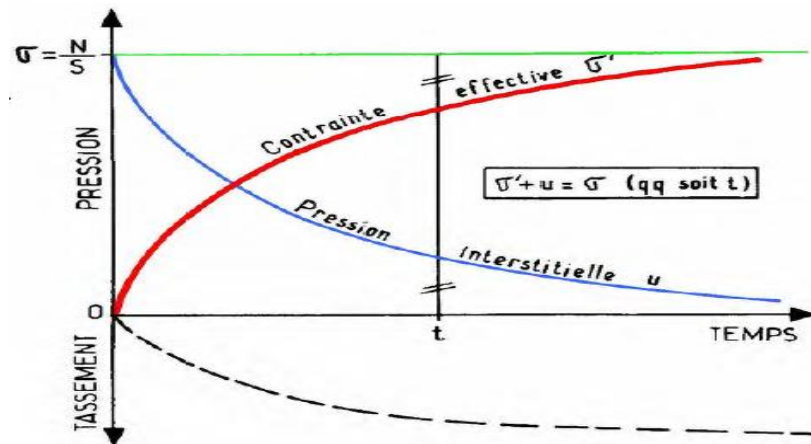


Fig. (I-4) : Evolution de la contrainte effective, excès de la pression interstitielle et tassement durant le phénomène de consolidation [12]

I-5-3) Tassement dû à la compression secondaire [12]

L'expérience a montré que le sol continue à se tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle la consolidation secondaire. Elle est principalement due au réarrangement graduel des particules de l'argile pour une configuration plus stable et à des modifications viscoélastiques des couches d'eau adsorbée. Donc le tassement secondaire, qui dépend du temps, se produit à contrainte effective constante, sans qu'il y ait une variation des pressions interstitielles.

Le tassement dû à la consolidation secondaire est faible dans la plupart des sols, son effet peut être négligé. Cependant, dans certains sols organiques et tourbières, la consolidation secondaire représente un tiers important du tassement total.

I-6-) Evaluation de tassement [1]

Pour déterminer le tassement d'une couche d'argile, on considère une couche de sol d'épaisseur (H) (Figure I-5). Cette couche est composée de particules solides renfermant des pores. A partir des relations de phases, on peut supposer que le volume des solides ($V_s=1$) et que le volume des vides égale à, l'indice des vides initial e_0 . A la fin de la consolidation, les grains solides du sol sont pratiquement incompressibles cependant le volume des pores diminue d'une quantité égale à la variation de l'indice des vides.

Comme on le sait, la déformation unitaire est définie comme le rapport entre le changement de longueur et la longueur initiale. De la même façon, on peut définir la compression unitaire verticale d'une couche de sol comme le quotient du changement

d'épaisseur par l'épaisseur originale de la colonne de sol. On peut exprimer la compression unitaire en fonction de l'indice des vides en utilisant la Figure. (I-5).

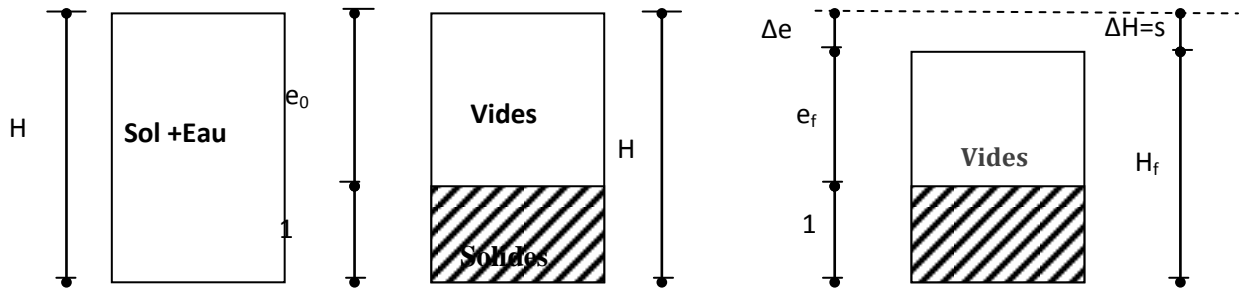


Fig. (I-5) : Calcul du tassement à l'aide du diagramme de phases [1]

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{A \cdot \Delta H}{A \cdot H_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \varepsilon_a$$

Ou :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_S + V_V} = \frac{\frac{\Delta V}{V_S}}{\frac{V_S}{V_S} + \frac{V_V}{V_S}} = \frac{\frac{\Delta V}{V_S}}{1 + \frac{V_V}{V_S}} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Avec $\Delta e = \frac{\Delta v}{V_s}$: Variation de l'indices des vides.

Et $e_0 = \frac{V_V}{V_S}$: Indice de vide initial.

On a $\varepsilon_a = \varepsilon_v$

Donc: $\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{s}{H_0}$ ($s = \Delta H$)

I-7-) Essai oedométrique [1]

Généralement le calcul des tassements est basé sur l'exploitation des résultats obtenus à partir de l'essai oedométrique. L'essai s'effectue sur un échantillon du sol placé dans une bague oedométrique indéformable qui l'entoure et empêche toute dilatation radiale.

Un piston rigide applique sur le sol une contrainte verticale, le drainage de l'échantillon s'effectue en haut et en bas. La charge est appliquée par paliers constants successivement croissants et décroissants suivant un programme bien défini.

Les variations de hauteur de l'échantillon sont mesurées pendant l'essai en fonction du temps écoulé.

I-7-1) Appareillage

L'appareil spécifique à l'essai (oedomètre) comprend :

- La cellule oedométrique.
- Le dispositif d'application de la charge.
- Un comparateur.
- Pierre poreuse

La figure (I-6) représente un schéma de l'oedomètre.

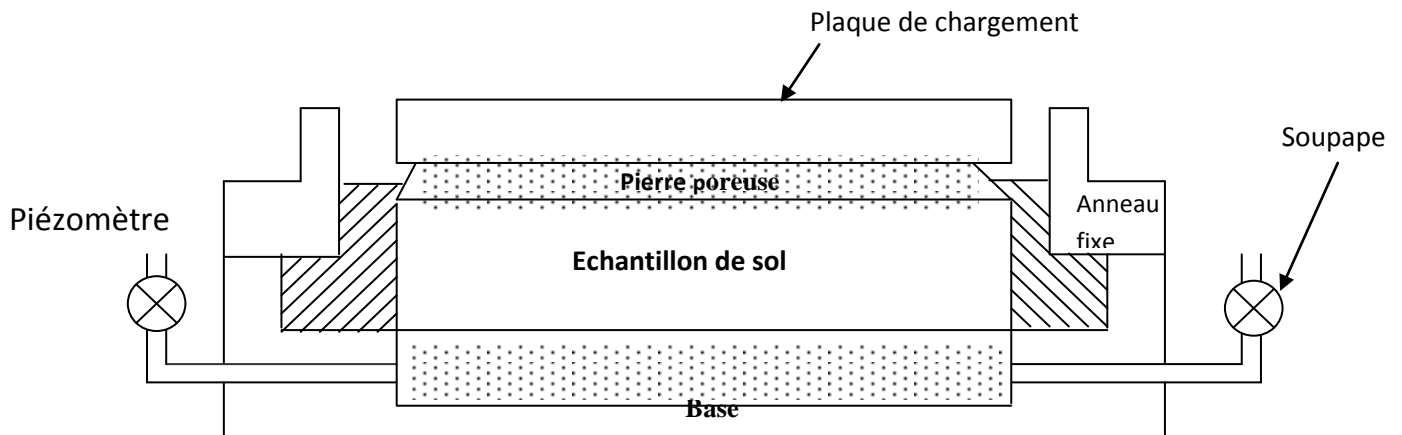


Fig. (I-6) : Schéma de l'essai oedométrique [1]

L'essai sur une éprouvette de sol saturé. Il faut bien noter que la saturation d'une éprouvette de sol fin est très difficile. C'est pour cela on doit laisser l'éprouvette dans la cellule qui est rempli d'eau pendant une durée de 24 heures et on suppose qu'elle sera complètement saturée.

I-7-2) Mode d'emploi

Il s'agit de placer un échantillon représentatif de la couche du sol compressible soigneusement taillé dans le moule oedométrique, puis on applique à sa face supérieure à l'aide d'un piston de chargement une contrainte verticale et l'on mesure les affaissements. On détermine ainsi la relation entre contraintes-déformations.

- On répète ce processus jusqu'à ce qu'on obtient un nombre de points suffisant pour tracer une courbe (effort - déformation).
- On peut obtenir la contrainte en divisant la charge appliquée par l'aire de l'échantillon.

- On admet que le tassement est stabilisé si deux mesures effectuées à 12 heures d'intervalle ne diffèrent pas de 5 microns ou après 24 heures de l'application de la dernière charge,
- On commence à décharger l'éprouvette progressivement, à la fin on la pèse et on la met à l'étuve (24 heures à 105 °c) pour déterminer sa teneur en eau.

Chaque charge sera appliquée pendant une période de 24 h. Cette durée peut être réduite pour les paliers du cycle de déchargement- rechargement à condition de vérifier que les déformations sont stabilisées avant de modifier la charge.

Pour chaque étape de chargement, on effectue des lectures au comparateur des déplacements verticaux aux temps suivants :

0sec, 15sec, 30sec, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 60min, 2h, 4h, 8h, 24h.

L'essentiel est de respecter le mieux possible cette progression des temps surtout de noter exactement les temps réels des lectures.

I-7-3) Exploitation des résultats

On exprime les données de l'essai oedométrique sous formes graphiques comme on le verra ci-dessous, avec lesquelles on peut tirer certaines caractéristiques de sol.

I-7-3-1) Courbe de compressibilité

La courbe de compressibilité $e_n = f(\log, \sigma_n')$ exprime la relation entre l'indice des vides et les contraintes effectives dans une échelle semi-logarithmique, e_n étant l'indice des vides de l'éprouvette à la fin du palier de chargement (n).[1]

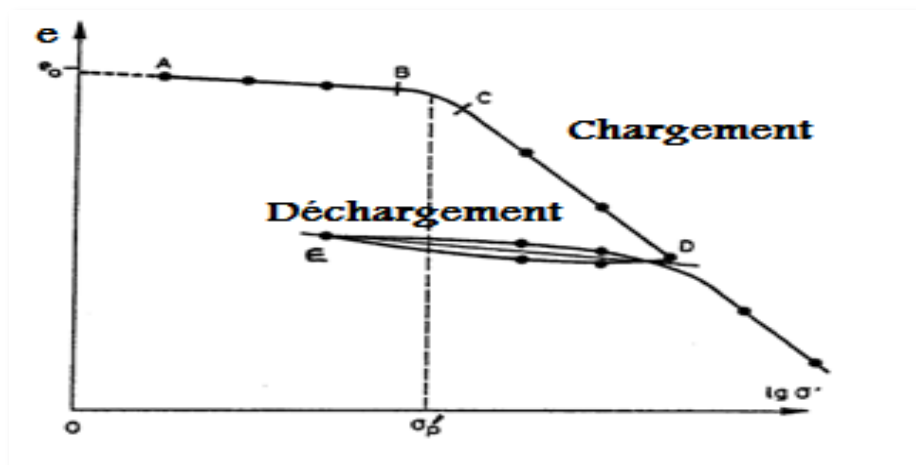


Fig. (I-7) : Courbe de compressibilité [5]

➤ **Indice de compressibilité**

La pente de la portion vierge de la courbe de compression (Figure. I-8) s'appelle l'indice de compression, C_c et s'exprime par la relation suivante :

$$C_c = - \frac{\Delta e_1}{\text{Log} \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}}$$

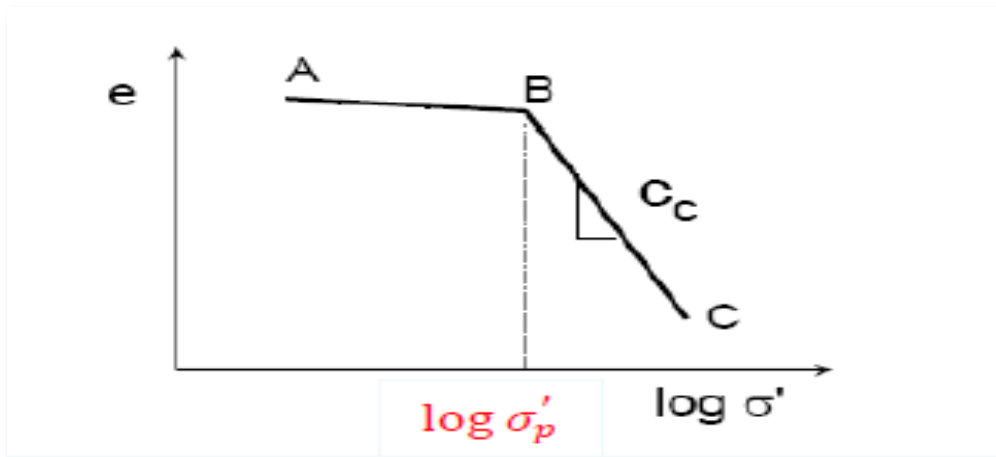


Fig. (I-8): Indice de compression C_c [3]

➤ **Indice de gonflement**

L'indice de gonflement C_g se définit comme C_c , sauf qu'il se rapporte à la pente moyenne de la portion gonflement de la courbe de compressibilité, (Figure. I-9). C_g et s'exprime par la relation suivante :

$$C_g = \frac{\Delta e_2}{\text{Log} \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}}$$

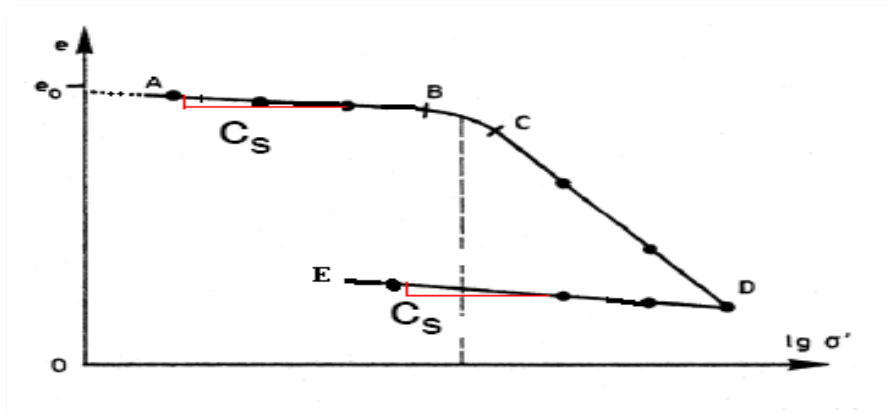


Fig. (I-9): Indice de gonflement C_s . [3]

➤ Pression de pré-consolidation

Diverses méthodes sont utilisées pour évaluer la contrainte de pré-consolidation σ'_p . [2]

La construction de CASAGRANDE et plus fréquente ; et elle est la suivante :

- 1- On choisit le point où le rayon de courbure est minimal, soit le point **A** à la Figure. (I-10).
- 2- On trace une horizontale à partir du point **A**.
- 3- On trace ensuite une tangente à la courbe, à partir du point **A**.
- 4- On trace la bissectrice de l'angle (α).
- 5- On prolonge la partie rectiligne de la courbe de compression vierge jusqu'au point d'intersection avec la bissectrice obtenue à l'étape (4).

L'abscisse de ce point correspondant à la contrainte de pré-consolidation Figure (I-10).

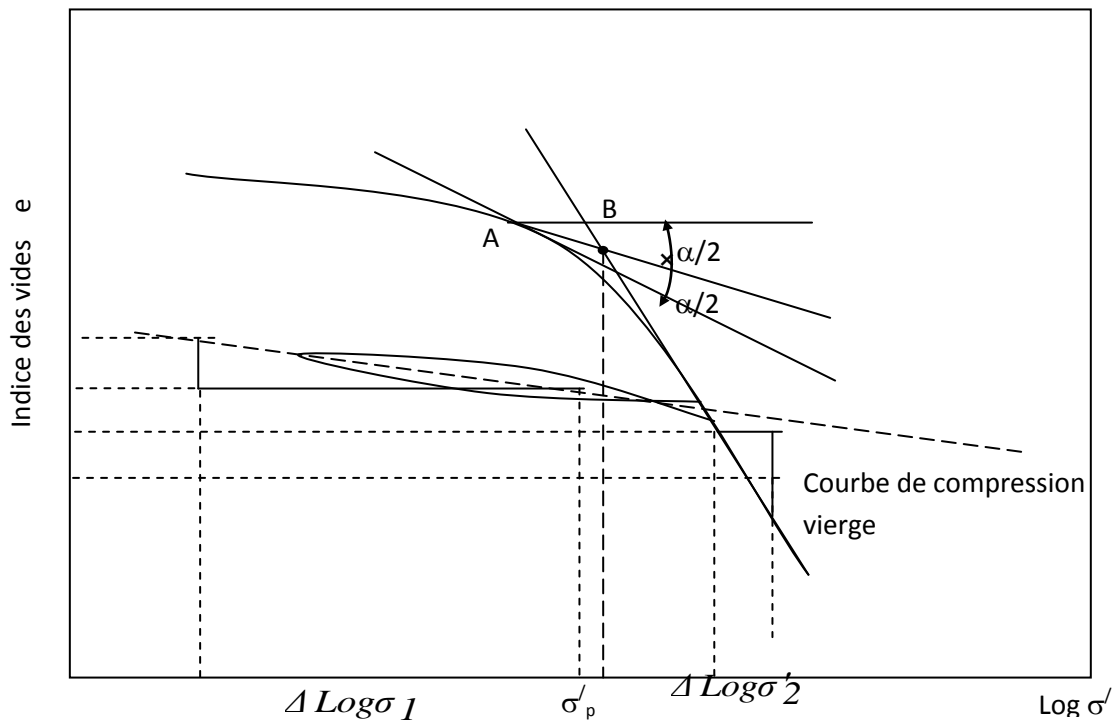


Fig. (I-10) : Détermination graphique de σ'_p , C_g , C_c [1]

I-7-3-2) Courbe de consolidation

Cette courbe permet de déterminer le temps nécessaire pour atteindre un tassement total, soit :

$$U\% = 100\%$$

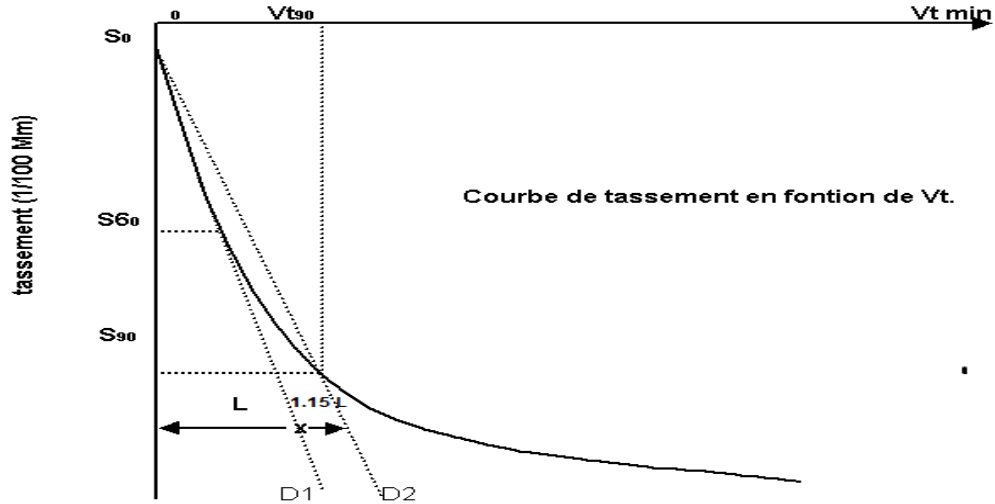


Fig. (I-11) : Courbe de tassement en fonction de \sqrt{t} [1]

A. Calcul du module oedométrique E_{oed}

Le module oedométrique E_{oed} et s'exprime par la relation suivante :

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'}{\frac{\Delta H}{H_0}}$$

Ou :

$\Delta\sigma'$: Variation des contraintes effectives.

ΔH : Tassement pour chaque incrément de charge.

H_0 : Nouvelle hauteur après chaque chargement.

I-8-) Les différents types de sol

On utilise la courbe de compressibilité (contrainte effective de pré-consolidation) pour classer les différents types de sol, donc il est possible de distinguer trois possibilités :

A. Sol sur-consolidé :

Lorsque la contrainte effective verticale est inférieure à la contrainte effective de pré-consolidation ($\sigma'_{v0} < \sigma'_p$), le sol est dit sur consolidé (Figure I-12-a). C'est-à-dire à un moment antérieur de son histoire, ce sol a été soumis à une contrainte supérieure au poids des terres actuel.

On peut définir le rapport de sur-consolidation OCR comme le quotient de la contrainte de pré-consolidation par la contrainte due au poids des terres :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Dans les sols normalement consolidés, $OCR = 1$ et lorsque $OCR > 1$, ils sont sur-consolidés.

B. Sol normalement consolidé :

Lorsque la contrainte effective verticale est égale à la contrainte effective de pré-consolidation ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$), le sol est dit normalement consolidé (Figure I-12-b). C'est-à-dire dans le passé, ce sol a été tassé uniquement sous son propre poids et celui des terres de couverture. Si on est construire sur ce type de sol, toute la surcharge entraîne un tassement dépendant de C_c .

C. Sol sous consolidé :

Lorsque la contrainte effective verticale est supérieure à la contrainte effective de pré-consolidation ($\sigma'_{v0} > \sigma'_p$), le sol est dit sous consolidé (Figure I-12- c). C'est-à-dire le sol est en cours de consolidation, donc le sol n'a pas encore été soumis à une contrainte aussi élevée que σ'_{v0} (poids des terres actuel).

Le degré de consolidation est inférieure à un ($OCR < 1$). [3]

La figure (I-12) représente Classification des sols selon le degré de consolidation.

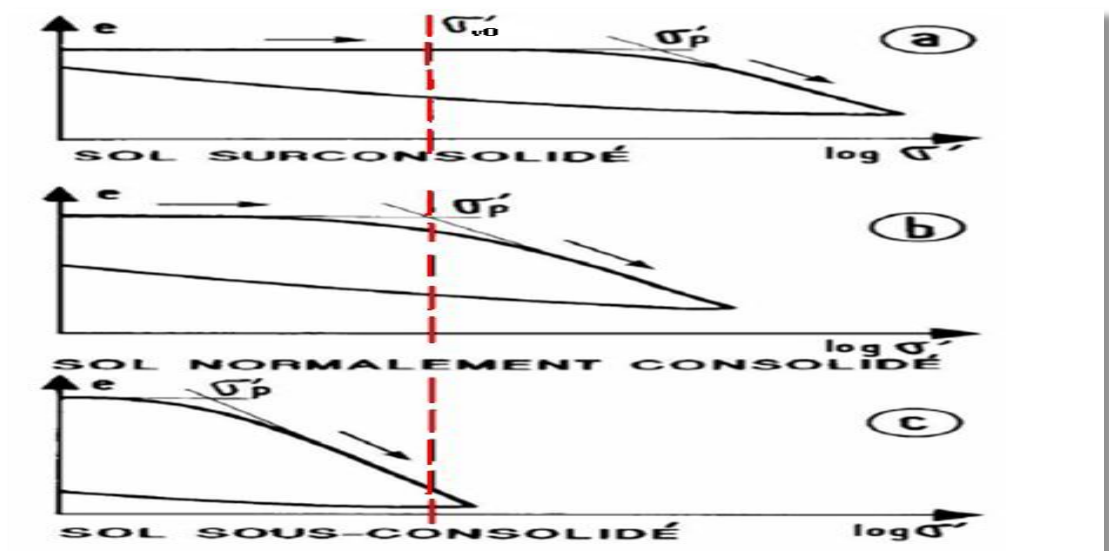


Fig. (I-12): Classification des sols selon le degré de consolidation [3]

I-9-) Déformations observées sous des ouvrages réels

Les efforts de contact entre les sols et les ouvrages produisent des effets très différents selon les propriétés mécaniques des sols et selon l'intensité des charges qui leur sont transmises, comme on peut le voir dans les exemples exposés ci-après. (Cités par Magnan 2000).

I-9-1) Tassement de sols argileux et tourbeux sur une trace routière

Le premier exemple (figure I-13) montre les amplitudes des tassements mesurés sur une section d'autoroute de 30 km de longueur, où l'épaisseur des sols compressibles (argiles et tourbes) atteint 30 mètres. Différentes techniques de construction ont été utilisées, pour obtenir l'essentiel des tassements avant la mise en service de l'autoroute.

Néanmoins, les tassements différés ont atteint 50 centimètres par endroits.

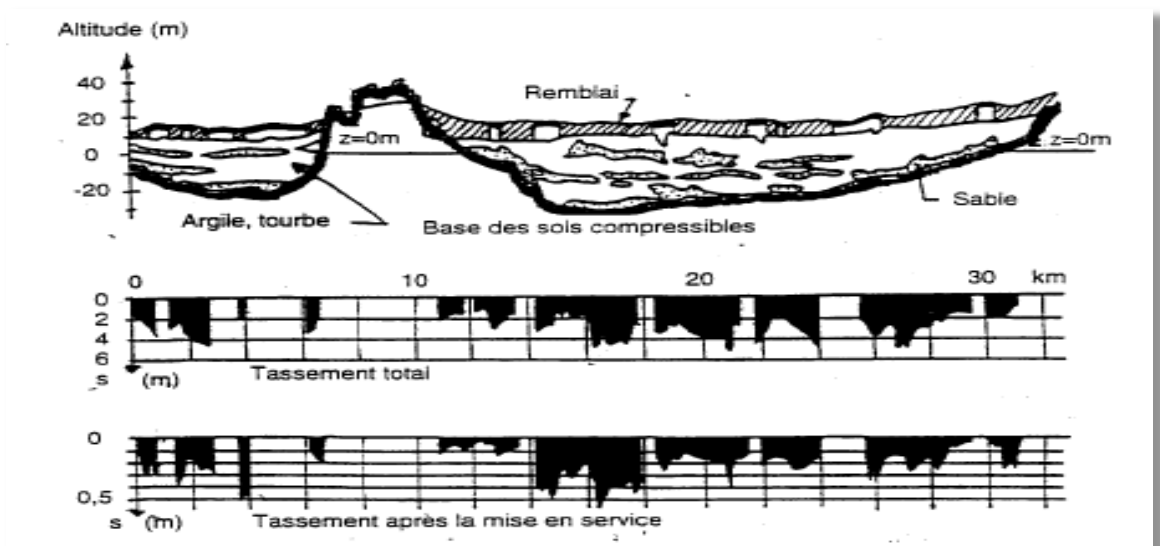


Fig. (I-13) : Tassements de remblais routiers en zone compressible (Magnan 2000).

On observe sur la figure le caractère irrégulier des dépôts sédimentaires dans cette région, avec des couches d'épaisseur variable, parfois sous forme de lentilles. La stratigraphie a une importance essentielle dans les études de sols compressibles, qui ont trois objectifs principaux :

- assurer la stabilité des remblais,
- prévoir leur volume final,
- limiter autant que possible les amplitudes des tassements différentiels entre les zones de remblais qui tassent et les points durs que constituent les ouvrages d'art fondés par l'intermédiaire de pieux sur le substratum indéformable. Les amplitudes métriques des tassements de cet exemple constituent une limite supérieure des

tassements que l'on peut rencontrer dans les projets de mécanique des sols. Ces tassements se rencontrent essentiellement dans les projets routiers, où les contraintes de profil en long et de TERZAGHI surélévation par rapport aux crues nécessitent souvent des hauteurs de remblai importantes au-dessus de la surface du terrain naturel.

Il existe toutefois, quelques autres exemples de tassements de cette importance en zone urbaine, notamment l'exemple célèbre de la ville de Mexico.

I-9-2) Les tassements de la ville de Mexico

Pour mettre un terme à cet affaissement, il faut arrêter le pompage à partir des puits et assurer le provisionnement de la ville en eau, d'une quantité de 8,5 m³/s environ d'origine extérieure, sans préjudice du volume nécessaire pour répondre à la demande croissante.

La ville de Mexico est connue pour l'inclinaison de nombreux objets urbains généralement considérés comme des repères de verticalité dans les autres régions du monde : clochers d'églises, murs des maisons, lampadaires, etc. La carte schématique du centre de la ville de Mexico présentée sur la figure (I-14) permet de comprendre l'ampleur du problème : les tassements enregistrés au cours des 70 années écoulées de 1891 à 1966 ont atteints 8 mètres, avec des variations rapides dans certaines zones. La figure (I-15) montre l'évolution des tassements de quatre repères : le monument de Charles IV, le jardin de l'Alameda, le palais de Minería et la cathédrale. On note que la charge appliquée à la surface du sol ne constitue pas un facteur essentiel du tassement puisqu'un monument, un parc, un palais et une cathédrale ont des tassements très semblables : effectivement, les tassements de Mexico étaient dus principalement aux pompages effectués dans les nappes profondes pour l'alimentation en eau de la ville. L'arrêt des pompages a permis de ralentir l'évolution des tassements.

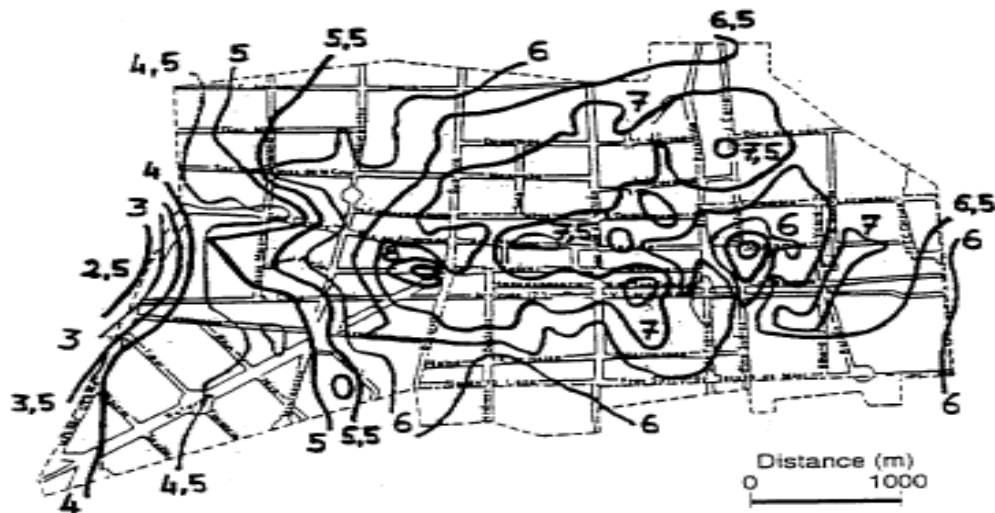


Fig. (I-14) : Carte schématique des tassements de la ville de Mexico de 1891 à 1966. Les lignes d'égal tassement sont graduées en mètres (Magnan 2000).

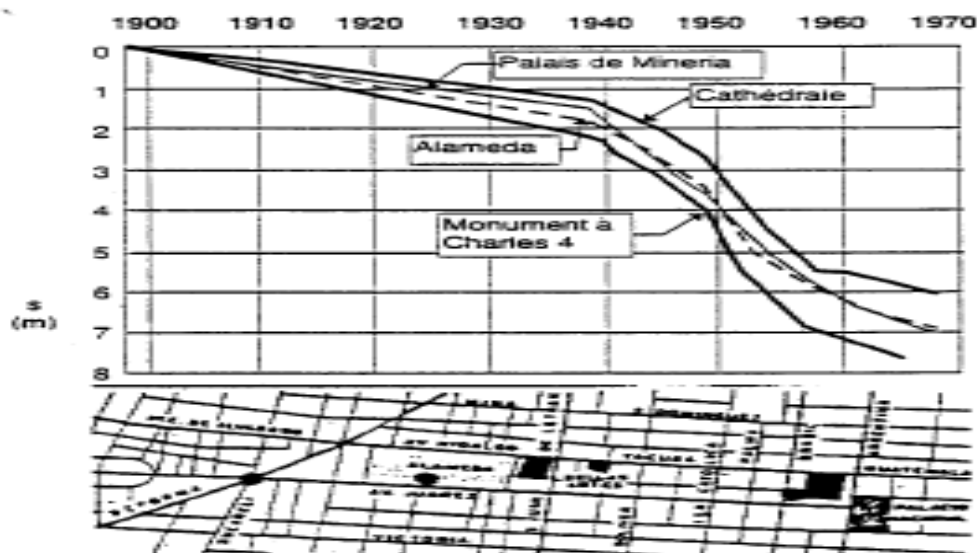


Fig. (I-15) : Tassement de quatre monuments de la ville de Mexico (Magnan 2000)

I-10-) Conclusion

L'extension des villes et le développement des réseaux routiers à obliger les projeteurs de construire des ouvrages sur des sols compressibles. Cette compressibilité des sols qui est connait souvent comme *tassement des sols* doit être prédite d'une manière adéquate pour éviter ou au moins limiter les dégâts dans les ouvrages durant leurs durée de service.

CHAPITRE II

*Phénomène de
Consolidation*

II-1-) Introduction

La théorie de consolidation est traditionnellement utilisée pour prédire le temps nécessaire pour qu'une couche d'argile atteigne un taux de tassement sous des charges extérieures. Cette théorie est basée sur le concept suivant :

L'évolution des déformations est gouvernée par la dissipation de l'excès de la pression interstitielle générée par l'application des surcharges.

K.TERZAGHI (1925) a étudié le phénomène de consolidation, en introduisant le principe des contraintes effectives. M.A. Biot (1941) a généralisé l'équation de TERZAGHI en deux et trois dimensions. Par la suite plusieurs travaux sont publiés pour résoudre ces équations soit analytiquement ou numériquement.

Dans ce chapitre on va présenter, premièrement, la solution analytique classique de l'équation de consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI. Puis une discrétisation des équations d'équilibre et de continuité, à l'aide de la méthode des éléments finis (MEF), est développée, enfin on va aboutir à un système d'équations linéaires couplé combinant les deux variables principales Déplacement - Pression.

II-2-) Consolidation unidimensionnelle

II-2-1) Description de phénomène

La solution mathématique établie par RENDLIC à l'équation de consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI, pour le cas de d'une couche d'argile d'épaisseur $2h$ comprise entre deux couches de matériau poreux très perméable, au travers lesquelles l'eau s'écoule quasi librement (Figure. II-1). Cette approche est basée sur un certain nombre d'hypothèses. [7]:

- 1- Le squelette du sol est un milieu continu, isotrope, dont la loi de comportement est l'élasticité linéaire ;
- 2- Les déformations restent petites ;
- 3- Le sol est saturé par un fluide qui obéit à la loi de Darcy ;
- 4- Le matériau constituant le squelette est incompressible ;
- 5- On suppose que l'écoulement se fait uniquement parallèle à l'axe (z).

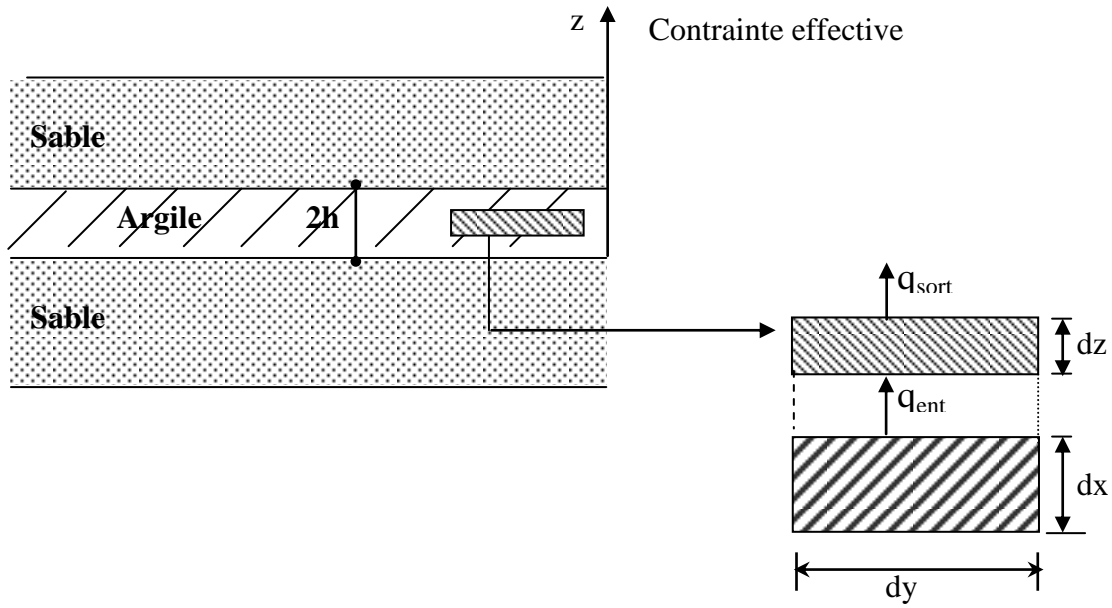


Fig. (II-1) : Élément représentatif dans une couche d'argile [1]

II-2-2) Equation de la consolidation

On considère, dans la couche d'argile un élément représentatif de sol, d'épaisseur dz et de section unitaire ($dA = dx \cdot dy = 1$). Dans cet élément, la variation du volume est équivalente à la variation de la quantité d'eau dans l'élément de sol pendant un incrément de temps Δt . On peut formuler une équation d'écoulement dans le sol, le gradient hydraulique de la partie supérieure de l'élément est :

$$i_z = -\frac{dh}{dz} = -\frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{du}{dz} \quad i_z = -\frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{II-1})$$

Le gradient hydraulique de la partie inférieure de l'élément est :

$$i_z + \frac{\partial i}{\partial z} = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cdot dz \quad (\text{II-2})$$

D'après la loi de Darcy, la vitesse de décharge s'exprime par : $v = k \cdot i$

La quantité d'eau dq sortant pendant un incrément de temps dt s'exprime par :

$$dq_{(sort)} = v \cdot dA dt = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \cdot dz \cdot dx \cdot dy \cdot dt \quad (\text{II-3})$$

La quantité d'eau qui s'infiltre pendant le même incrément de temps par le bas est :

$$dq_{(ent)} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \left[\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] \cdot dx \cdot dy \cdot dz \cdot dt \quad (\text{II-4})$$

La variation de volume d'eau pour une section unitaire ($A = 1$)

$$dq_{\text{sort}} - dq_{\text{ent}} = \frac{k}{\gamma_w} dx \cdot dy \cdot dz \cdot dt \left[\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right]$$

On a considéré une surface unitaire $dx \cdot dy = 1$, on aura donc :

$$dq_{\text{sort}} - dq_{\text{ent}} = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cdot dz \cdot dt \quad (\text{II-5})$$

Cette quantité d'eau expulsée correspond à la diminution du volume total due au tassement.

$$\frac{d\sigma'}{E'} \cdot dz = \frac{1}{E'} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial t} dt \cdot dz = -\frac{1}{E'} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} dt \cdot dz \quad (\text{II-6})$$

D'où on obtient :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{KE'}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} = C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} \quad (\text{II-7})$$

Avec : $C_v = \frac{k}{\gamma_w} \frac{1+e_0}{a_v} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot E_{\text{oed}}$

Où :

C_v : Coefficient de consolidation.

E' : Module oedométrique.

a_v : Coefficient de compressibilité

γ_w : Poids volumique de l'eau.

k : la perméabilité.

On aura finalement : $C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II-8})$

L'Equation (II-8) représente l'équation différentielle de consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI. [1]

II-2-3) Solution de l'équation de la consolidation

Pour résoudre l'équation différentielle de consolidation dépendant de temps, on a besoin de spécifier les conditions aux limites et initiales relatives à la variable (*excès de la pression interstitielle Δu*).

1- Le drainage se fait au-dessus et au-dessous de la couche compressible.

$$Si \quad Z = 0 \quad et \quad Z = H \quad (\forall t) \Delta u = 0,$$

2- La pression interstitielle en excès au début du chargement est égale à l'augmentation de contrainte totale $\Delta\sigma_z$.

$$Pour \quad t = 0, \quad \Delta u = \Delta\sigma \quad \Delta\sigma' = 0$$

La solution de l'équation de consolidation, est exprimée sous la forme de l'expansion des séries de fourrier, avec séparation des variables. Cette solution est donnée sous la forme suivante :

$$\Delta u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} \Delta u_i \sin \frac{\pi Z dZ}{2H} \right) \sin \frac{n\pi Z}{2H} \cdot \exp \left(\frac{-c_v \cdot t n^2 \cdot \pi^2}{4H^2} \right) \quad (\text{II-9})$$

Quand (Δu) est constant ou lorsqu'il varie linéairement avec Z , la solution deviens :

$$\Delta u = \Delta\sigma_z \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{4}{(2n+1)\pi} \right) \sin \left(\frac{2n+1}{2} \cdot \pi \frac{Z}{H} \right) \exp \left[\frac{(2n+1)^2}{4} \cdot \pi^2 \frac{K(1+e)}{a_v \gamma_w} \cdot \left(\frac{t}{H^2} \right) \right] \quad (\text{II-10})$$

Ou Z et T_v sont des paramètres sans dimension. Le premier terme Z est un paramètre géométrique égale à $\frac{z}{H}$. Le deuxième terme T_v est un facteur temps lié au coefficient de consolidation C_v par l'expression suivante :

$$T_v = C_v \frac{t}{H_{dr}^2} \quad (\text{II-11})$$

Cette solution donne la valeur de l'excès de Δu à n'importe quel moment et dans n'importe quel point de la masse du sol. Le seul terme de l'équation (II-10) qui dépend des propriétés du sol est le coefficient de consolidation C_v .

H_{dr} : Longueur de chemin de drainage.

Dans le cas d'un drainage double, H_{dr} doit être égale à la moitié de l'épaisseur de la couche H , soit $H_{dr} = \frac{H}{2}$. Pour le cas de drainage simple, H_{dr} est égale à l'épaisseur totale de la couche $H_{dr} = H$. [1]

II-2-4) Degré de consolidation U_z

Le degré de consolidation est défini comme le rapport de l'augmentation moyenne de la contrainte effective dans la couche au temps t à sa valeur final, qui égale à la valeur de la charge appliquée $\Delta\sigma$. [3]

$$U_z = \frac{\Delta\sigma'_z}{\Delta\sigma_z} = \frac{\Delta\sigma_z - \Delta u}{\Delta\sigma_z} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_i} \quad (\text{II-12})$$

Avec : $\Delta u(z, t)$ valeur moyenne de la pression interstitielle à un point z et à l'instant t considéré.

Le degré de consolidation U_z est défini aussi comme le rapport du tassement au temps t au tassement final (pour t_∞).

$$U_z = \frac{S(t)}{S(\infty)}$$

Dans la plupart des cas, le fait de connaître le rapport de consolidation en un seul point ne présente beaucoup d'intérêt, le rapport de consolidation moyen de toute la couche revêt un caractère plus pratique. Ce rapport, qu'on désigne par U_{moy} , représente la mesure de la consolidation subie par la totalité de la couche et cette valeur peut, au bout d'un certain temps, être liée au tassement total de la couche, c'est-à-dire le degré de consolidation moyen est égal à la variation du volume à un temps (t) divisée par la variation finale du volume total. Il est exprimé sous forme de pourcentage.

$$U_{moy} = \frac{\text{la variation du volume total, au temps } t}{\text{variation du volume total}} \times 100$$

Pour une consolidation unidimensionnelle :

$$U_{moy} = \frac{\text{la variation de la hauteur, au temps } t}{\text{variation du hauteur total}} \times 100$$

On peut maintenant présenter la solution pour la variable Δu de l'équation (II-10), en fonction de degré de consolidation. [1]

$$U_z = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} f_1(z) \cdot f_2(T) \quad (\text{II-13})$$

Mathématiquement $U_{moy}(\%)$ est égale à :

$$U_{moy}(\%) = \frac{\sum U_z dz}{2H} = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} U_z dz \quad (II-14)$$

Où:

$$U_{moy}(\%) = \frac{\int_0^{2H} [(\Delta\sigma'_v - \Delta u) - \Delta u] dz}{(\Delta\sigma'_v - \Delta u).2H} .100 \quad (II-15)$$

On peut reformuler comme suit :

$$U_{moy}(\%) = \frac{100}{2H\Delta\sigma_z} \cdot \int_0^{2H} [\Delta\sigma_z - u] dz \quad (II-16)$$

$$\text{Donc : } U_{moy}(\%) = \frac{100}{2H\Delta\sigma_z} \left[\int_0^{2H} \Delta\sigma_z dz - \int_0^{2H} u dz \right]$$

Si on remplace (Δu) par sa valeur et on intègre on obtient :

$$U_{moy}(\%) = \frac{100}{2H.\Delta\sigma_z} \left[2H.\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_z \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4}{(2n+1)\pi} \cdot (-1)^n \cos \frac{(2n+1)\pi}{2H} z \left(\frac{2H}{(2n+1)\pi} \right) \exp - \left[\frac{(2n+1)^2 \cdot \pi^2}{4} .T \right] \right]_{0}^{2H}$$

En faisant en sorte que l'équation soit conforme à la condition aux limites données, on obtient :

$$U_{moy}(\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1).\pi^2} \exp - \left[\frac{(2n+1)^2 \cdot \pi^2}{4} .T \right] \right] \quad (II-17)$$

Lorsque la valeur de $U\% > 60\%$, la série de l'équation (II-17) converge très rapidement et conservant uniquement le premier terme ($n=0$), l'équation (II-17) devient :

$$U_{moy}(\%) = \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \exp \left(- \frac{\pi^2}{4} .T \right) \right] \quad (II-18)$$

CASAGRANDE (1938) et Taylor (1948) ont donnée des relations approximatives pour l'équation de U_{moy} :

✓ Pour $U < 60\%$

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_{moy}\%}{100} \right)^2 \quad (II-19-a)$$

✓ Pour $U > 60\%$ $T_v = 1,781 - 0,933 \log (100 - U_{moy}\%)$ (II-19-b)

On peut donc résumer que le phénomène de consolidation unidimensionnelle peut s'exprimer par une équation différentielle de second ordre. La solution de cette équation nous permet de déterminer la distribution de la surpression interstitielle (Δu) dans l'espace et dans le temps, le rapport de consolidation U , et l'évolution de tassement et les contraintes effectives σ' .

Le degré de consolidation dépend ainsi des facteurs suivants :

- L'épaisseur de la couche de sol et le nombre de surfaces de drainage ;
- Coefficient de perméabilité k ;
- Coefficient de compressibilité a_v et l'amplitude de la pression de consolidation.

Pour un degré de consolidation donné le facteur temps T_v peut être estimé avec les conditions aux limites spécifiées, donc on peut déterminer le temps nécessaire pour atteindre ce degré de consolidation :

$$t = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2}{C_v} \quad (\text{II-20})$$

II-2-5) Détermination du coefficient de consolidation

La détermination de coefficient de consolidation se fait à l'aide des résultats obtenus à partir d'un essai oedométrique. On mesure les tassements d'une éprouvette de sol en fonction du temps pour un palier de chargement donné, puis établit la courbe de consolidation soit en fonction de la racine carrée de temps ou logarithme de temps.

II-2-5-1) Méthode de la racine carrée du temps (Méthode de Taylor)

Cette méthode graphique a été proposée par Taylor, elle consiste de tracer la variation de tassement en fonction de \sqrt{t} . La première partie de la courbe est une droite, puisque si $U < 60\%$, on a $T_v = \frac{\pi}{4} U^2$, on trace donc la droite expérimentale correspondante (d_1). [3]

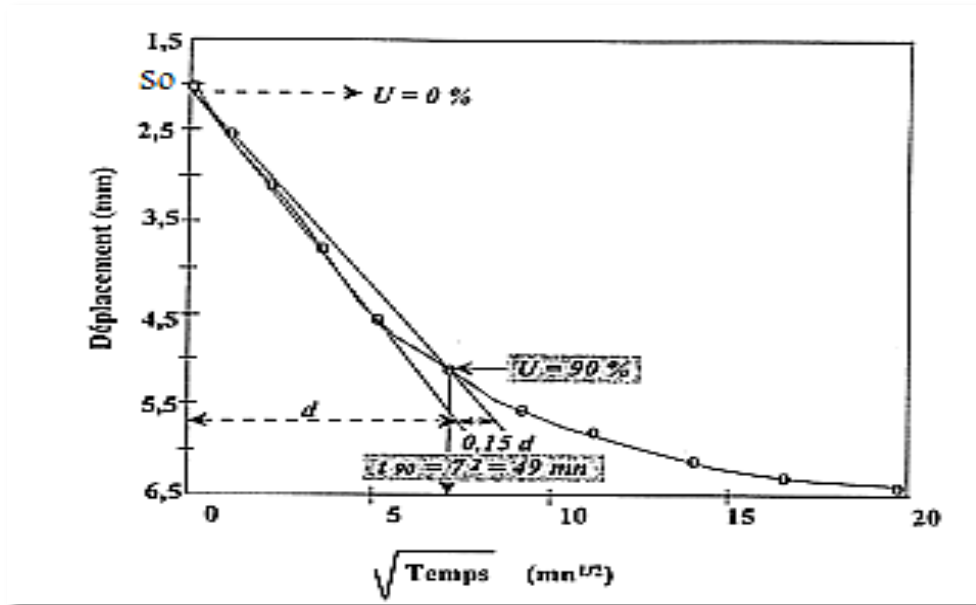


Fig. (II-2) : Détermination de la valeur de C_v par la méthode de racine carrée du temps (Taylor)

[3]

Un tassement immédiat (S_i) apparaît sur la courbe qui n'est pas pris en compte pour la détermination de C_v . A partir du point d'intersection de cette partie droite de la courbe, on obtient l'ordonnée à l'origine S_0 .

Ensuite on trace à partir de S_0 une droite (d_2) dont la pente est égale à 1.15fois la pente de la partie droite obtenue précédemment et on considère que le point d'intersection de cette nouvelle droite avec la courbe expérimentale correspond à $U\%= 90\%$ ce qui permet de déterminer t_{90} et de calculer le coefficient de consolidation :

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2}{t} = \frac{T_{v90} \cdot H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (II-21)$$

Avec pour $U\%=90\%$, $T_v = 0,848$

II-2-5-2) Méthode de logarithme de temps (Méthode de CASAGRANDE)

On représente cette fois le tassement en fonction de $\log(t)$. Cette courbe présente trois parties :

- ✓ Une portion initiale à concavité tournée vers le bas, qui a une forme parabolique ;
- ✓ Une portion linéaire qui correspond au temps où il y a proportionnalité entre l degré de consolidation et de $\log(T_v)$;

- ✓ Une nouvelle portion linéaire de pente plus faible qui décrit la consolidation secondaire, à noter qu'à partir de la théorie, cette dernière portion devrait avoir une asymptote horizontale.

La compression initiale (instantanée) n'apparaît pas dans le graphique. Pour déterminer la valeur de S_0 qui correspond à un degré de consolidation nul, on utilise la construction ci-après. En se plaçant dans la première partie de la courbe et en appliquant la proportionnalité entre U et T_v , on choisit un temps t et un temps $4t$ et on considère que le tassement entre $t=0$ et $t=4t$ (point t_2 et t_3 Figure. II-3), ceci donne l'ordonnée S_0 .

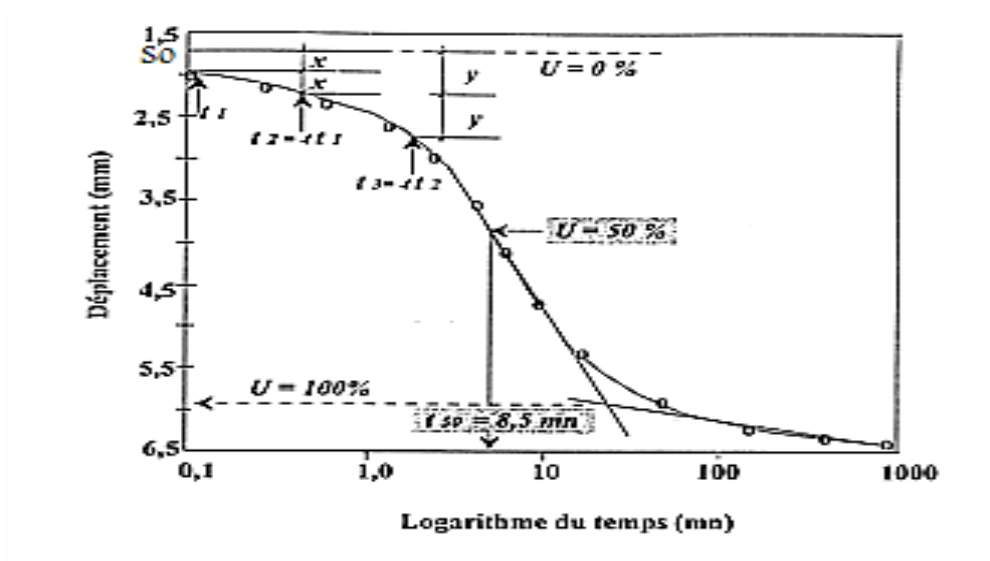


Fig. (II-3) : Détermination de la valeur de C_v par la méthode du logarithme du temps (CASAGRANDE) [3]

Puis on considère les deux parties linéaire de la courbe expérimentale, que l'on prolonge des deux droites définit le S_{100} , est une valeur de t appelée T_p (pour primaire) qui corresponde à tout autre degré de consolidation ($U\% = 100\%$).

On détermine le $S_{50} = (S_0 + S_{100})/2$ qui donne la valeur de S_{50} .

On calcul alors :

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_{dr}^2}{t} = \frac{T_{v50} \cdot H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (II-22)$$

Avec pour $U\% = 50\%$, $T_v = 0.196$.

II-3-) Modélisation à l'aide de la MEF

II-3-1) Introduction

L'étude des problèmes d'élasticité, reviennent généralement à la résolution d'un système d'équations aux dérivées partielles avec imposition de certaines conditions aux limites. Dans la majorité des cas, il est difficile et même parfois impossible de trouver une solution analytique à ces problèmes, d'où le recours à des solutions approchées basées sur le calcul numérique, parmi ces méthodes on trouve la **M.E.F.**

La méthode des éléments finis et l'une des méthodes la plus utilisée actuellement pour résoudre effectivement ces équations, c'est une méthode très générale, qui s'applique à la majorité des problèmes physiques gouvernés par des équations différentielles.

II-3-2) Formulation de l'équation de la consolidation [1]

La théorie de la consolidation est traditionnellement utilisée pour prévoir le tassement des couches d'argiles lorsqu'elles sont soumises à des charges extérieures. La formulation de la consolidation par la MEF. Le phénomène de consolidation est un phénomène couplé régi par des équations aux dérivées partielles d'équilibres et des équations de continuités dans un élément de sol.

II-3-2-1) Equations d'équilibres

Les équations d'équilibres, pour un milieu continu soit :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + W_x = 0 \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + W_y = 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + W_z = 0 \end{cases} \quad (\text{II-23})$$

Pour le cas de la consolidation bidimensionnelle plan (x, z) on a :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + W_x = 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + W_z = 0 \end{cases} \quad (\text{II-24})$$

W_x et W_z sont les composantes du poids propre du sol selon (x, z) avec ($W_x = 0$ et $W_z = \gamma$).

Les relations entre déformations et contraintes sont données par la loi de HOOKE généralisée.

$$\begin{cases} \varepsilon_x = 1/E [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \gamma_{xy} = \tau_{xy} / G \end{cases} \quad (\text{II-25})$$

Avec :

E : Coefficient d'élasticité ;

ν : Coefficient de poisson ;

G : Module de cisaillement.

Il est convenable de définir aussi une contrainte moyenne σ_{oct} .

$$\sigma_{oct} = 1/3(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \text{ Ou } \sigma_{oct} = 1/2(\sigma_x + \sigma_z).$$

II-3-2-2) Equation de continuité

Appliquons la condition de continuité entre l'écoulement de l'eau (loi de Darcy) et la déformation volumétrique d'un élément infinitésimal (milieu poreux saturé) pendant une unité de temps, on obtient l'équation de continuité en trois dimensions.

$$\left(\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = -\frac{\partial q}{\partial t} = -\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{3(1-2\nu)}{E} \frac{\partial \sigma_{oct}}{\partial t} \quad (\text{II-26})$$

Où k_x, k_y, k_z sont les coefficients de perméabilité dans les directions x, y, z respectivement.

Pour le cas bidimensionnel (élément plan $(x-z)$) l'équation de continuité deviendra.

$$\left(\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = -\frac{(1-\nu)(1-2\nu)}{E} \frac{\partial \sigma_{oct}}{\partial t} = -\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (\text{II-27})$$

Avec $\varepsilon_v = \Delta V/V$ et qui représente la déformation volumétrique, $\varepsilon_v = (\varepsilon_x + \varepsilon_z)$.

Cas d'une seule dimension :

$$\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = 0 \quad (\text{II-28})$$

Puisque l'écoulement d'eau (drainage) est dirigé vers le sens des z décroissant.

$$\text{Avec : } \varepsilon_v = \frac{\sigma'}{E'} = -\frac{u}{E'}$$

Donc l'équation (II-28) devient :

$$\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{u}{E'} \right) = 0 \quad (\text{II-29})$$

$$C_v = \frac{k \cdot E'}{\gamma_w} \quad (\text{Coefficient de consolidation}) \quad (\text{II-30})$$

$$\text{On aura donc :} \quad C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II-31})$$

Représente l'équation de la consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI.

II-3-3) Discrétisation de système d'équation

Généralement le champ de variable principale sur un élément est représenté par une approximation liée à ces valeurs aux points nodaux à travers des fonctions de forme.

II-3-3-1) Equation d'équilibre

Le champ de déplacements sur un élément s'écrit :

$$\{d\} = [N] \cdot \{de\} \quad (\text{II-32})$$

Où : N : les fonctions de forme (d'interpolation)

Les déformations au sein d'un élément sont liées aux déplacements nodaux par :

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{de\} \quad (\text{II-33})$$

On a aussi les contraintes sont exprimées en fonction de déformations à travers la matrice d'élasticité $[D]$:

$$[\sigma] = [D] \cdot [\varepsilon] = [D] \cdot [B] \cdot \{de\} \quad (\text{II-34})$$

Après remplacement et utilisation de principe des travaux virtuels, on obtient le système d'équations linéaires.

$$[K] \cdot \{de\} = \{F\} \quad (\text{II-35})$$

$$\text{Avec} \quad [K] = \int_v [B]^T [D] [B] \, dx dz \quad (\text{II-36})$$

Et $[K]$: la matrice de rigidité associée au déplacement du sol.

$$\{F\} = \oint_s [N]^T \{T\} \, ds + \int_v [N]^T \{\gamma\} \, dx dz \quad (\text{II-37})$$

$$\oint_s [N]^T \{T\} \, ds : \text{Force de traction sur le contour.}$$

$$\int_v [N]^T \{\gamma\} dx dz : \text{Force volumétrique.}$$

Passant maintenant à la forme incrémentale et utilisant le principe des contraintes effectives, pour décrire le phénomène couplé entre déplacements et pressions.

L'expression générale des contraintes effectives est :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{II-38})$$

Soit sous la forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{zz} \\ \tau'_{xz} \end{bmatrix} + u \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{De la forme. } \{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{m\}^T \quad (\text{II-39})$$

Les relations incrémentales entre déformations et contraintes et déplacement et celle de la pression sont donnée par:

$$\begin{aligned} \text{Avec : } \{m\}^T &= [1 \quad 1 \quad 0] \\ \{\Delta\varepsilon\} &= [B] \cdot \{\Delta de\} \quad (\text{Incrémentation}) \\ \{\Delta\sigma'\} &= [D][B]\{\Delta de\} \end{aligned} \quad (\text{II-40})$$

$$\text{Et } \{\Delta u\} = [\bar{N}]\{\Delta b_e\} \quad (\text{II-41})$$

Δd_e : Variation de déplacement nodale

Δb_e : Variation de pression nodale

\bar{N} : Fonction de forme associée aux pressions

Remplaçons chaque terme dans l'équation (II-36) :

$$\begin{aligned} & - \int_v [B]^T [D][B] dx dz \{\Delta de\} - \int_v [B]^T \{m\}^T [\bar{N}] dx dz \{\Delta b_e\} \\ & + \int_v [N]^T \{\Delta\gamma\} dx dz + \oint_s [N]^T \{\Delta T\} ds = 0 \end{aligned} \quad (\text{II-42})$$

Le terme $\int_v [N]^T \{\Delta\gamma\} dx dz = 0$ car $\Delta\gamma = 0$

On obtient :

$$-\int_v [B]^T [D][B] dx dz \{\Delta de\} - \int_v [B]^T \{m\}^T [\bar{N}] dx dz \{\Delta b_e\} + \int_s [N]^T \{\Delta \tau\} ds = 0 \quad (\text{II-43})$$

Elle est sous forme

$$[K] \cdot \{\Delta de\} + [L] \{\Delta b_e\} = \oint_s [N]^T \{\Delta T\} ds \quad (\text{II-44})$$

Où :

$$[K] = \int_v [B]^T [D][B] dx dz : \text{Matrice de rigidité pour les déplacements}$$

$$[L] = \int_v [B]^T \{m\}^T [\bar{N}] dx dz : \text{Matrice de couplage}$$

II-3-3-2) Equation de continuité

Concernant l'équation de continuité les approximations des fonctions sont associées aux pressions interstitielles.

$$u = \bar{N} \cdot be \quad (\text{II-45})$$

be : Pression aux points nodaux.

Donc on peut écrire

$$\left[\frac{\partial u}{\partial x} \right] = \left[\frac{\partial \bar{N}_i}{\partial x_j} \right] \cdot \{be\} = [E] \cdot \{be\} \quad (\text{II-46})$$

Avec u : pression interstitielle, on a :

$$\varepsilon_v = \{m\}^T \{\varepsilon\} = [m]^T [B] \{de\} \quad (\text{II-47})$$

Où $[E]$: matrice des dérivées cartésiennes de fonction de forme associée aux pressions.

Après remplacement de chaque terme l'équation (II-47), et utilisation de principe des travaux virtuelles dans on obtient la forme intégrale.

$$\int_v [\bar{N}]^T \{m\}^T [B] dx dz \left\{ \frac{\partial de}{\partial t} \right\} - \int_v [E]^T \left[\frac{k}{\gamma_w} \right] [E] dx dz \{be\} = \int_s [\bar{N}]^T \{g_n\} ds \quad (\text{II-48})$$

Elle est sous la forme :

$$[L]^T \left\{ \frac{\partial de}{\partial t} \right\} - [\phi] \{be\} = \int_s [\bar{N}]^T \{g_n\} ds \quad (\text{II-49})$$

Avec :

$$[L]^T = \int_v [\bar{N}]^T \{m\}^T [B] dx dz : \text{Le transposé de la matrice de couplage.}$$

$$[\phi] = \int_v [E]^T \left\{ \frac{k}{\gamma_w} \right\} [E] dx dz : \text{Matrice de pression.}$$

$$\text{Et : } g_n = \frac{k_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \cdot n_x + \frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \cdot n_z \text{ (Vitesse d'écoulement normale aux}$$

frontières.

BOOKER et SMALLE (1975) ont étudié la stabilité de cette intégrale, ils ont montré que pour $\theta \geq \frac{1}{2}$ l'intégrale est inconditionnellement stable.

On va prendre $\theta = 1$

$$\Delta de = de_1(t + \Delta t) - de_2(t) \quad \text{et} \quad \Delta be = be_2 - be_1 \Rightarrow be_2 = be_1 + \Delta be$$

L'équation (III-60) devient :

$$[L]^T \{ \Delta de \} - [\phi] \Delta t \{ \Delta be \} = [\phi] \left[b_{e1} \right] \Delta t + \int_s [\bar{N}]^T \{ g_n \} \Delta t ds \quad (\text{II-50})$$

Donc :

$$[L]^T [\Delta de] - [\phi \Delta t] [\Delta be] = [\phi] \Delta t [b_{e2}] + \int_s [\bar{N}]^T [g_n] \Delta t ds \quad (\text{II-51})$$

Les équations (II-50) et (II-51) arrangées sous forme matricielle donneront le système d'équations discrétisé qui décrit le phénomène de la consolidation bidimensionnelle. Dans ce système on va résoudre pour les incréments de déplacements et de pression (phénomène couplé) à chaque pas de temps Δt .

$$\begin{bmatrix} [k] & [L] \\ [L]^T & [-\phi] \Delta t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta de \\ \Delta be \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta r_1 \\ \Delta r_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{II-52})$$

Avec :

$[K]$: Matrice de rigidité.

$[L]$: Matrice de couplage.

$[\Phi]$: Matrice de pression interstitielle.

$\{\Delta de\}$: Vecteur de l'incrément de déplacement aux points nodaux.

$\{\Delta be\}$: Vecteur de l'incrément de pression interstitielle aux points nodaux.

$\Delta r_1 = \int_s [N]^T [\Delta T] ds$: Le vecteur de l'incrément des charges à chaque nœud de l'élément.

$\Delta r_2 = \int_s [\bar{N}]^T \{g_n\} \Delta t ds + [\phi] \Delta t [b_{e1}]$: Représente le flux de la masse d'eau au niveau de chaque nœud

Δt : Le pas d'incrément du temps.

Il est normal d'appeler la matrice carrée de l'équation (II-52) matrice de rigidité élémentaire malgré qu'elle multiplie un vecteur mixte des déplacements et des pressions.

La première équation satisfait l'équilibre et la deuxième satisfait la condition de continuité.

II-4-) Conclusion

On peut conclure que le phénomène de consolidation est un phénomène couplé entre déplacement – pression. La consolidation unidimensionnelle peut s'exprimer par une équation différentielle de second ordre. La solution de cette équation soit analytiquement ou numériquement nous permet de déterminer la distribution de la pression interstitielle à n'importe quel point et à chaque instant durant la période de consolidation, ce qui permet de déduire par la suite le degré de consolidation, les contraintes effectives et le temps nécessaire pour achever un taux de tassement.

CHAPITRE III

Les Drains Verticaux

III-1-) Introduction

La stabilisation des sols par des drains verticaux, est préconisée depuis des décennies dans le cas des sols compressibles saturés, tels que les sols fins. Ces types de sols se caractérisent par une texture particulièrement molle et menée d'une forte porosité. Cette technique est utilisée lorsqu'une charge importante (remblais, levées de terre, digues) repose sur un sol argileux (ou limoneux), l'écoulement des eaux interstitielle induit des tassements considérables, qui se manifeste longtemps après la fin de la construction. Ces tassements sont souvent la cause des graves désordres dans les ouvrages.

Dans un premier temps, la charge exercée sur un sol saturé par un remblai est entièrement reprise par l'eau interstitielle, ce qui provoque une augmentation de la pression de l'eau. Une pression de l'eau élevée dans un massif de sol, peut se traduire par une instabilité du sol et donc par des glissements de terrain au niveau des plateformes. Ces incidents peut ralentir le processus de construction et retardera en conséquence la réalisation de projet.

Pour accélérer le tassement et la réduction de la pression de l'eau dans les massifs épais peu perméables, il convient de réduire le chemin de drainage que l'eau doit parcourir dans le sol vers les zones de faible pression. Des drains verticaux placés à distances égales dans le sol permettent de réduire ce chemin. Grâce à la présence de ce système de drainage, l'eau sous pression a la possibilité de s'écouler aisément vers le drain le plus proche, même en direction horizontale, après quoi l'eau peut être évacuée à travers les drains.

L'utilisation des drains verticaux permet de réduire considérablement la durée du processus de consolidation, qui passe généralement de plusieurs dizaines d'années à quelques mois ou même moins. La dissipation de la pression interstitielle induit aussi une augmentation de la résistance au cisaillement des massifs de sol ce qui diminue le risque d'instabilité et permet d'augmenter la cadence de construction.

III-2-) But et fonctionnement des drains verticaux

Pour obtenir l'accélération désirée de la consolidation, avec un processus de drainage, le diamètre et la distance des drains doivent être choisis soigneusement en fonction de l'épaisseur de la couche compressible et de sa perméabilité horizontale et verticale, pour certains cas on a besoin d'appliquer des surcharges. La valeur totale du tassement final est peu influencée par les drains, sauf dans le cas des sols sensibles au remaniement, dont la tendance au fluage latéral peut être importante. Avec les drains verticaux l'écoulement de l'eau dans les pores s'accomplira d'une façon radiale plutôt que verticale. [8]

Le principe de fonctionnement essentiel des drains verticaux est illustré par la Figure. (III-1), où un taux plus rapide de tassement de base est obtenu comparé à ceux sans drains. Les drains verticaux peuvent également être utilisés comme puits de décharge pour réduire la pression interstitielle due à l'infiltration, et pour améliorer l'efficacité des couches de drainage naturelles au-dessous des zones chargées.

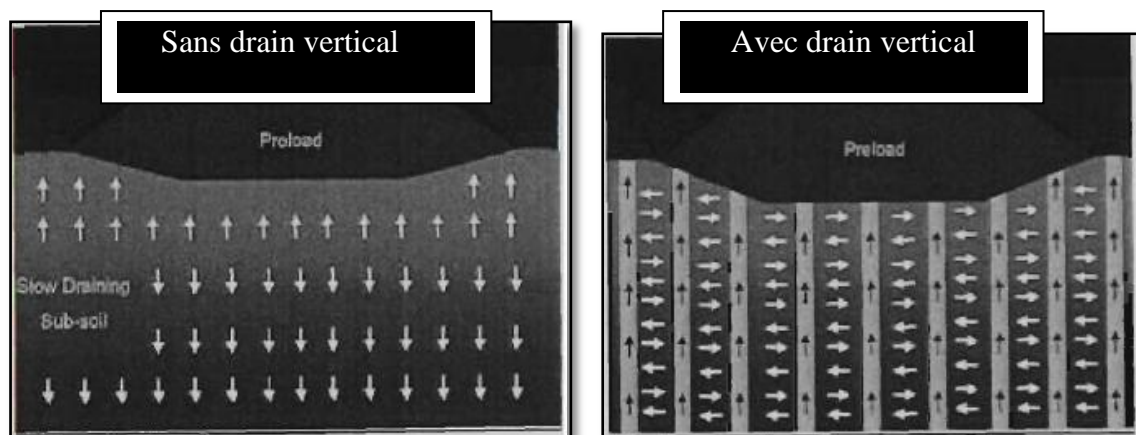


Fig. (III-1) : L'avantage potentiel des drains verticaux

En construction routière, l'utilisation de drains verticaux permet donc de résoudre deux problèmes :

- l'augmentation de la résistance au cisaillement permet l'exécution plus rapide des remblais sans changer de glissement de talus ;
- la consolidation accélérée des sols compressibles évite les tassements néfastes qui se produiraient plus tard et permet donc une mise en service plus rapide des ouvrages. [9]

Il faut souligner que l'utilisation de drains n'assure pas automatiquement la stabilité des sols de fondations.

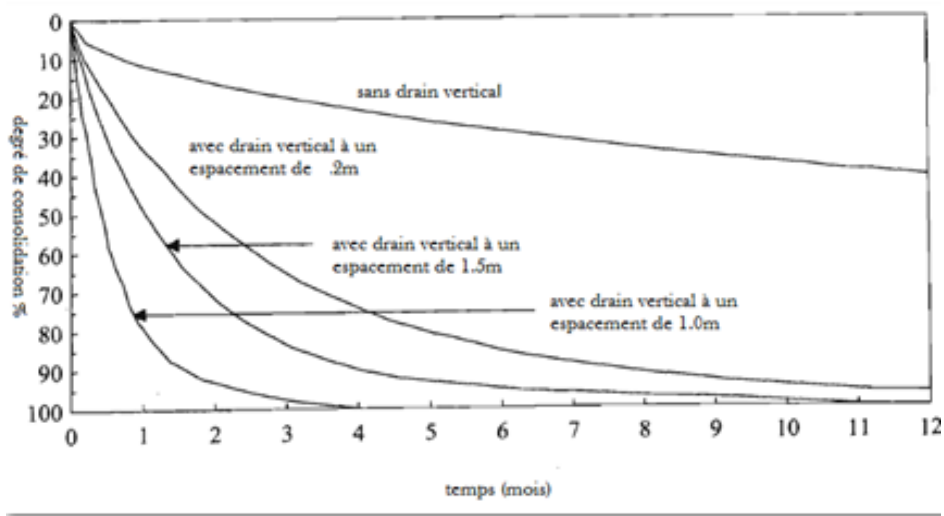


Fig. (III-2) : Bénéfice potentiel des drains verticaux (adapté de Blanchisserie et al.2000)

III-3-) Type et application des drains [10]

Il existe plusieurs types de drains et plusieurs modes de leurs installations. Cette section fait une brève présentation sur ces aspects.

III-3-1) Drains préfabriqués (PVD)

Les drains verticaux préfabriqués (PVD) sont formés de géocomposites usuellement un géotextile autour d'un support en plastique. Ils sont utilisés surtout pour la réhabilitation des terrains ou pour la stabilisation des sols mous. Ils accélèrent le processus de consolidation en réduisant le temps requis pour la dissipation de la surpression interstitielle. Ils sont installés verticalement jusqu'à des profondeurs qui peuvent excéder 65 mètres dans des fins et mous (Shin et al 2008). La figure ci-dessous montre quelques types et formes de drains préfabriqués avec leurs principales composantes.

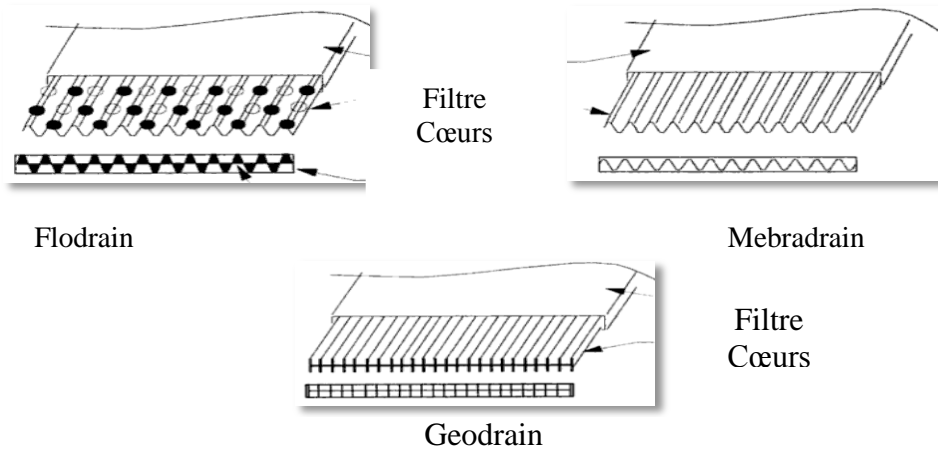


Fig. (III-3) : Différents types des drains préfabriqués (adapté de RIXNER et al 1986; REDANA1999)

III-3-2) Drains verticaux en sable

Les drains en sable ont été les premiers drains verticaux utilisés afin d'accélérer la consolidation des sols mous. Il y a deux principales méthodes d'installations. La première méthode, avec déplacement, comporte un tube fermé qui est enfoncé dans le sol mou provoquant ainsi des déplacements dans les directions verticales et latérales (figure III-4).

La deuxième méthode, sans déplacement, exige un forage à l'aide de jets d'eau sous pression. Ce dernier type serait souvent plus approprié puisqu'il a moins d'effets négatifs sur les propriétés hydriques et mécaniques du sol en place.

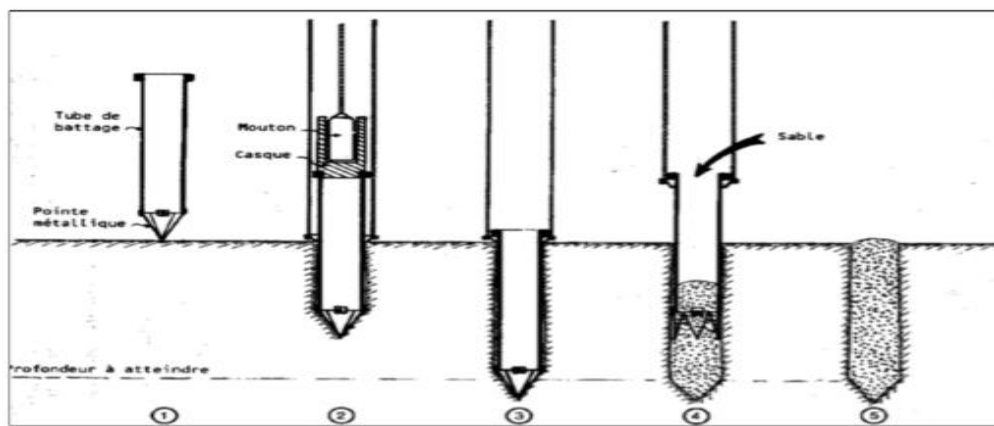


Fig. (III-4): Enfoncement d'un drain vertical sable par la méthode du tube fermé à pointe récupérable (tiré de Magnan 1983)

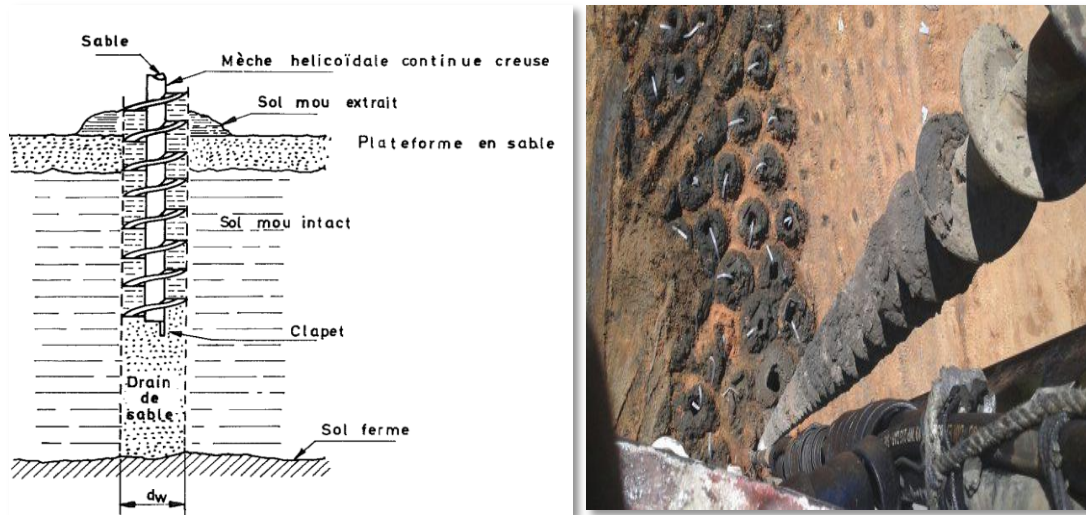


Fig. (III-5) : Réalisation d'un drain de sable par forage à la tarière à âme creuse

III-3-3) Installation et surveillance des drains

Le site doit être préparé avant l'installation d'un drain vertical, ce qui implique d'enlever la végétation de surface et les débris et de niveler le site pour qu'une couverture de sable serve de moyen pour expulser l'eau des drains et tapis.

Les drains verticaux peuvent être installés par la méthode de lavage est principalement utilisé lors de l'installation de drains de sable de grand diamètre, où le sable est lavé dans le tuyau à jet. Sur les grands projets, l'instrumentation est essentielle pour vérifier et observer les modifications de conception, si nécessaire, afin d'éviter tout déplacement inacceptable.

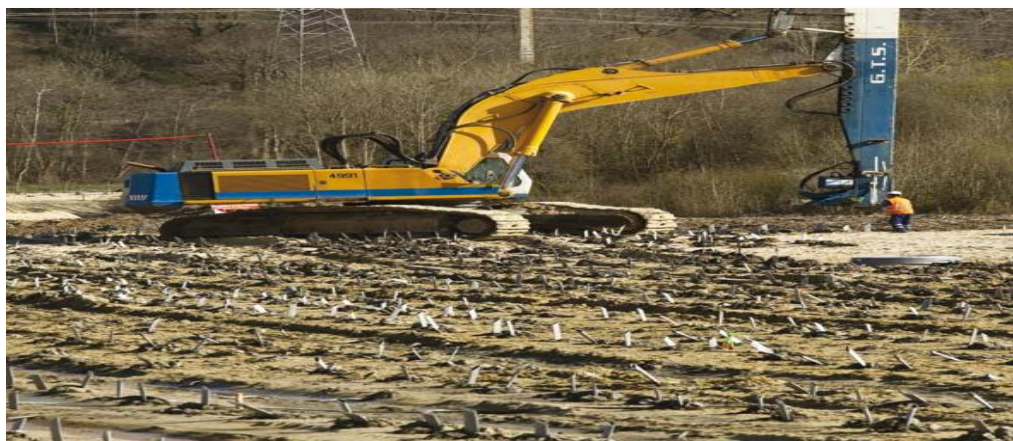


Fig. (III-6): Disposition des drains verticaux [5]

III-3-4) Propriétés de drainage

III-3-4-1) Diamètre de la zone d'influence

Les drains verticaux sont généralement installés en configuration triangulaire carrée ou équilatérale, comme illustré à la Figure. (III-7). Le problème de consolidation associé est normalement simplifié à une cellule unitaire axisymétrique dans la plupart des théories de consolidation relative aux drains verticaux où le drain et son zone d'influence sont supposés de forme cylindrique. La zone d'influence de chaque drain est généralement approchée dans un cylindre avec une section transversale équivalente, Le diamètre équivalent de la zone d'influence D_e peut être exprimé en termes de l'espacement des vidanges (S) (Figure. III-7) comme suit.

$$D_e = 1.128S \text{ Pour les drains installés en carré,}$$

Et :

$$D_e = 1.05S \text{ Pour les drains installés en triangle triangulaire équilatéral.}$$

Les drains dans un modèle carré peuvent être plus faciles à installer et à contrôler pendant l'installation sur le terrain, mais un modèle triangulaire fournit généralement une consolidation plus uniforme.

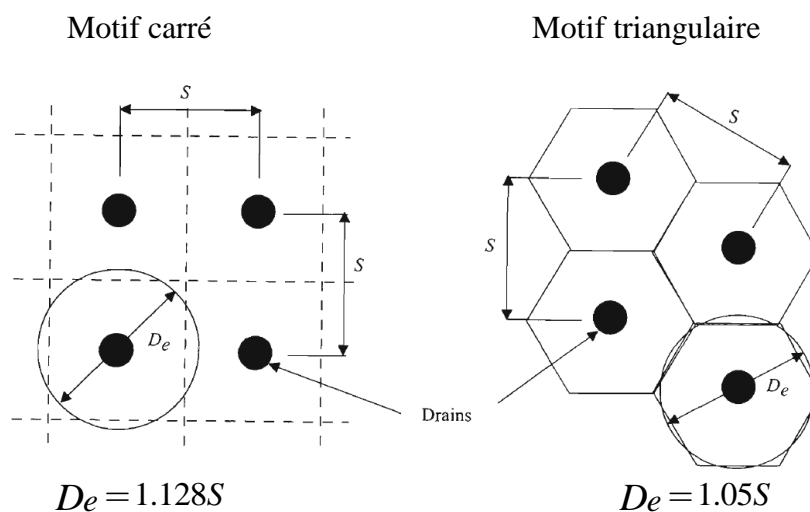


Fig. (III-7) : Les configurations spécifiques d'installation de drain et les diamètres équivalent [5]

III-3-4-2) Diamètre de drain équivalent du drain vertical en forme de bande

Le rayon des drains de sable, ou leurs dérivés modernes tels que des mèches de sable ou des tubes en plastique drains, peut facilement être déterminée à partir de la taille du mandrin, qui a généralement une coupe transversale circulaire. Cependant, la plupart des drains préfabriqués ont une section transversale de forme rectangulaire, Figure. (III-8) mais à des fins de conception, la section rectangulaire doit être convertie en un cercle

équivalent Figure. (III-8) avec un diamètre de d_w parce que la théorie conventionnelle de la consolidation radiale suppose que les drains sont circulaires.

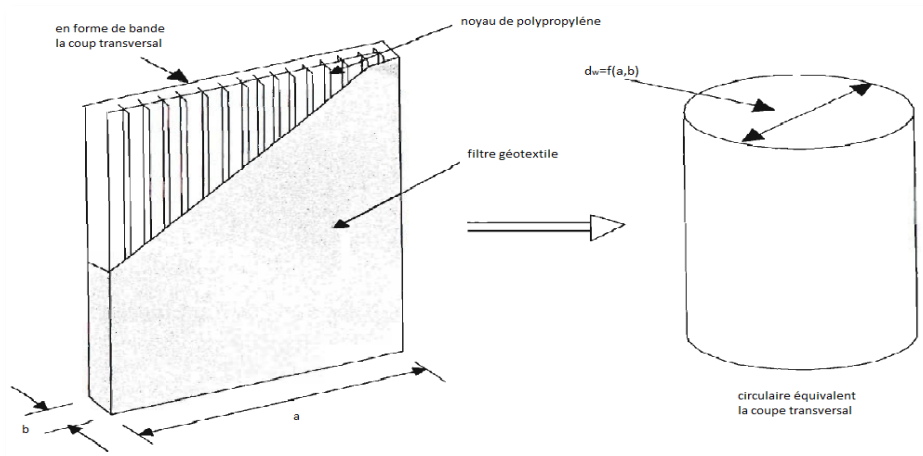


Fig. (III-8) : Dessin conceptuel d'un PVD et d'un diamètre équivalent

III-3-4-3) Filtre et taille de l'ouverture

Le diamètre de l'ouverture apparente du filtre doit correspondre à ses critères de conception. D'une part, l'ouverture apparente doit être suffisamment petite pour empêcher les particules fines du sol entrant dans le filtre et le drain mais d'autre part il ne peut pas être trop petit car il doit assurer une perméabilité suffisante. Les deux paramètres clés qui indiquent la qualité du filtre sont l'ouverture apparente et la perméabilité. Généralement, la perméabilité du filtre (k_{filtre}) doit être au moins d'un ordre de grandeur supérieur au sol (k_{sol}), c'est-à-dire:

$$k_{filtre} \geq 10k_{sol} \quad (III-1)$$

III-3-4-4) Capacité de décharge

La capacité de décharge est le paramètre le plus important qui contrôle la performance de drains verticaux préfabriqués. Seuls les PVD ayant une capacité de décharge suffisante peuvent fonctionner bien. Il existe deux incertitudes majeures liées à la capacité de décharge d'un drain vertical :

- ✓ Le premier est la détermination de la capacité de décharge requise pour la conception (HOLTZ et al. 1991).
- ✓ la seconde est la mesure de la capacité de décharge du drain dans le laboratoire et sur le terrain. Pour mesurer la décharge capacité, il est nécessaire de simuler les conditions de terrain aussi étroitement que possible.

Selon HOLTZ et al. (1991), la capacité de décharge dépend principalement des facteurs suivants:

- La surface du drain disponible pour le débit (volume libre) ;
- L'effet de la pression latérale des terres;
- Pliage et sertissage possibles du drain ;
- Infiltration des particules fines de sol à travers le filtre.

III-4) Efficacité des drains verticaux

Elle dépend de la méthode d'exécution retenue et du type de sol où le drain sera mis en place. Dans tous les cas de traitement, les spécialistes sont unanimes sur le fait que le sol environnant subit une perturbation suite à l'exécution du drain. Selon le cas, cette perturbation peut avoir une influence sur le taux de consolidation et par suite l'efficacité de rôle du drain peut être mise en cause. Deux facteurs permettent de qualifier l'efficacité d'un système drainant :

- L'efficacité est d'autant plus grande que le rapport de la contrainte atteinte par addition de la surcharge à la pression de pré-consolidation est plus élevé ;
- L'efficacité est d'autant meilleure que le rapport du tassement de consolidation primaire au tassement total est proche de 1.

III-5) Théorie de la consolidation horizontale autour des drains [10]

La théorie de base de la consolidation radiale autour d'un drain vertical est une extension de la théorie de consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI (1925). Le coefficient de consolidation horizontale C_h est souvent plus grand que le coefficient de consolidation vertical C_v . Par conséquent, les drains peuvent favoriser le drainage horizontal (surtout s'ils sont rapprochés), ce qui peut provoquer une accélération de la consolidation et l'amélioration de la résistance des sols fins.

La considération (ou non) des effets de la zone de transition et de la résistance de puits affecte considérablement l'efficacité des drains verticaux. Ces effets sont décrits brièvement dans ce qui suit.

➤ **La zone de transition**

Lors de l'installation des drains verticaux, il peut y avoir un changement des propriétés mécaniques et hydriques des sols qui les entourent. Ce changement se traduit par une réduction de la conductivité hydraulique et une augmentation de la compressibilité dans cette zone de transition.

➤ **Résistance de puits**

La résistance du puits est due à une perte de charge (ou une résistance à l'écoulement de l'eau) dans le drain vertical. La résistance du puits augmente s'il y a une augmentation de la longueur du drain ou une diminution de la largeur du drain ou de sa conductivité hydraulique. Cette résistance retarde la dissipation de la pression interstitielle et le tassement.

Certaines de ces solutions présentées dans les sections qui suivent tiennent compte de ces effets.

III-5-1) Approche de BARRON

Dans le cas d'une couche qui se consolide avec des déformations verticales égales en tout point, la quantité d'eau qui sort d'un drain circulaire entouré d'un anneau de sol de rayon dr , de hauteur l et de volume $2\pi r l dr$ est obtenue de l'équation suivante (BARRON 1948) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -\frac{K_h}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) 2\pi r dr \quad (\text{III-2})$$

Avec $u_r = u_h$ (voir plus bas) On peut écrire l'équation 2.6 sous la forme :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{-a_v}{1+e} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} 2\pi r dr \quad (\text{III-3})$$

En égalant les équations (III-4) et (III-5) on obtient, après simplification :

$$C_h \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (\text{III-4})$$

$$C_h = \frac{K_h (1+e_0)}{a_v \gamma_w} = \frac{K_h}{m_v \gamma_w} \quad (\text{III-5})$$

Dans ces équations :

u_r = Pression interstitielle en excès en (kPa) ;

u_h = Surpression interstitielle moyenne (kPa) ;

e_0 = Indice des vides initial ;

k_h = Conductivité hydraulique horizontale (m/s) ;

γ_w = Poids volumique de l'eau interstitielle (kN/m³) ;

a_v = Coefficient de compressibilité du squelette ($=\Delta e/\Delta\sigma'$) (kPa⁻¹) ;

c_h = Coefficient de consolidation horizontale (cm²/s) ;

m_v = Coefficient de compressibilité volumique (kPa⁻¹).

BARRON (1948) a proposé une solution analytique à ces équations pour le cas de déformations uniformes, (avec ou sans zone de transition au contact du drain). Cette solution peut s'écrire :

$$\bar{U}_h = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F(N)}\right) \quad (\text{III-6})$$

$$T_h = \frac{C_h t}{4r_e^2} \quad (\text{III-7})$$

Où T_h = Facteur du temps (écoulement horizontal).

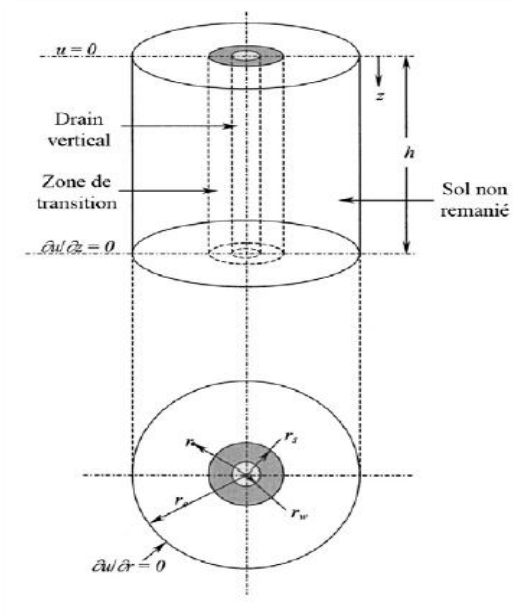


Fig. (III-9): Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intacte (adapté de Leo 2004).

BARRON a proposé de négliger l'effet de la résistance de puits, (N) est alors donné par :

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2 - s^2} \ln \frac{n}{s} - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{K_h}{K_s} \left(\frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \ln(s) \quad (\text{III-8})$$

Si on néglige aussi l'effet de la zone de transition, $F(N)$ devient :

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2 - 1^2} \ln n - \frac{3}{4} \quad (\text{III-9})$$

Dans ces équations, k_h et k_s représentent la conductivité hydraulique horizontale du sol intact et du sol remanié, respectivement.

Les paramètres n et s sont définis comme suit :

$$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{D}{d} \quad \text{Et} \quad s = \frac{r_s}{r_w} \quad (\text{III-10})$$

Où r_e , r_w et r_s représentent le rayon du drain, de la zone de transition et de la zone d'influence du drain, respectivement; D et d représentent le diamètre de la zone d'influence et du drain, respectivement.

La figure. (III-10) montre la variation du degré de consolidation U_{90} en fonction du facteur temps T pour les cas :

a) pour un écoulement vertical dans une couche d'argile drainée en bas et en haut (avec $T = T_v$);

b) pour un écoulement radial (avec $T = T_h$) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport $n = r_e / r_w$.

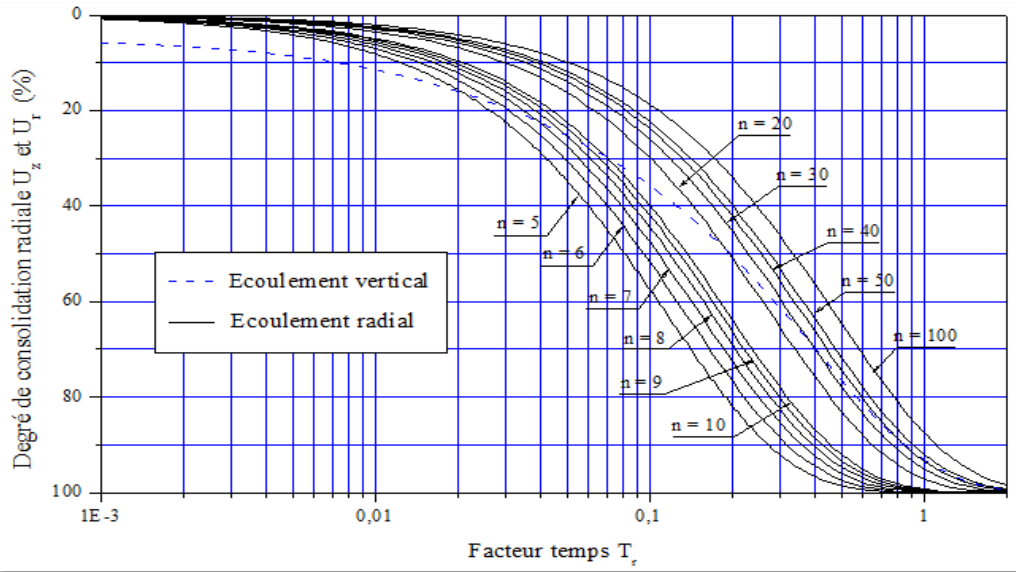


Fig. (III-10): Degré de consolidation en fonction du facteur temps T de consolidation

Cette figure montre par exemple que si l'espacement entre les drains est doublé (n=5 à n= 10), alors cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% (Ur) de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 4. Si l'espacement entre les drains est quadruplé (n = 5 à n = 20), cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 16. (Figure. III-10).

III-5-2) Solution de HANSBO

HANSBO (1981) a proposé une solution approximative pour la consolidation autour d'un drain vertical, basée sur l'hypothèse d'une déformation verticale uniforme. Cette solution est une simplification de la solution de BARRON (1948). Dans ce cas, le degré de consolidation moyen de consolidation du sol avec un drain vertical est donné par l'équation (III-6).

En considérant les effets de la zone de transition et de la résistance de puits, le paramètre (N) utilisé dans cette équation devient :

$$F(N) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{K_h}{K_s}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} + z\pi(21 - z) \frac{K_h}{q_w} \tag{III-11}$$

Où qw est la Capacité de décharge du drain (le débit d'évacuation d'eau m³/s).

Si on considère l'effet de la zone de transition seulement (sans l'effet de puits), (N) est donné par :

$$F(N) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{K_h}{K_s}\right) \text{Ln}(s) - \frac{3}{4} \tag{III-12}$$

Si on néglige les deux effets (zone de transition et résistance de puits), le paramètre (N) devient : $F(N) = \ln(n) - \frac{3}{4}$ (III-13)

III-5-3) Combinaison des consolidations radiale et verticale

L'écoulement autour d'un drain se fait usuellement de façon axiale et radiale (figure. III-11). L'équation différentielle qui régit le phénomène comporte des dérivées partielles par rapport à **r**, **z** et **t**. Suivant les hypothèses adoptées pour le comportement du sol, cette équation différentielle peut être plus ou moins complexe.

CARILLO (1942) a simplifié l'analyse de la consolidation tridimensionnelle (radiale et verticale) autour des drains verticaux. Il a évalué séparément la consolidation unidimensionnelle (liée à l'écoulement vertical de l'eau interstitielle) et la consolidation radiale (liée à l'écoulement horizontal de l'eau interstitielle en direction du drain). Le degré de consolidation global s'exprime alors de la façon suivante :

$$U_{rv} = -1(1 - U_r)(1 - U_v) \tag{III-14}$$

$$U_r = 1 - \frac{\bar{u}_r(r, t)}{u_0} \tag{III-15}$$

$$U_v = 1 - \frac{\bar{u}(z, t)}{u_0} \tag{III-16}$$

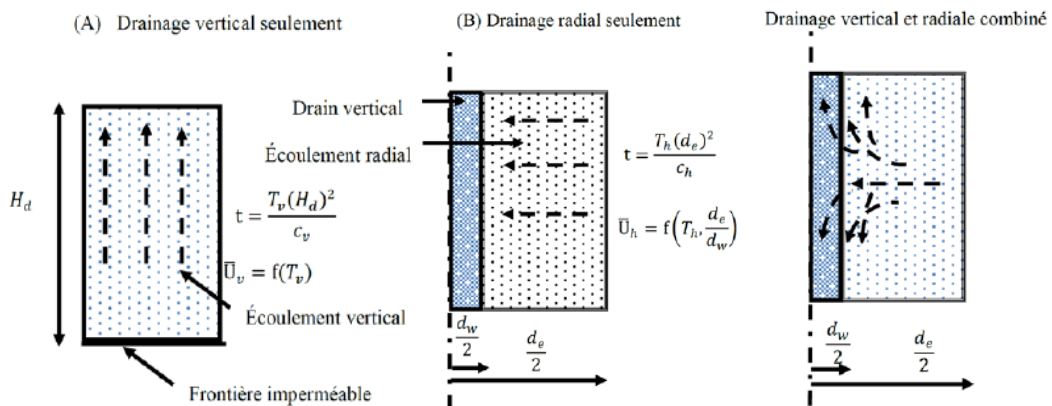


Fig. (III-11):Schématisation de la consolidation autour d'un drain résultant du drainage vertical et radial (RIXNER et al. 1986).

La figure. (III-12) montre une représentation graphique de l'équation de CARILLO (1942). Par exemple, un degré de consolidation vertical (axe X) de 30% avec un degré de consolidation horizontale de 80% donne une valeur de la consolidation totale de **86 %** (point A).

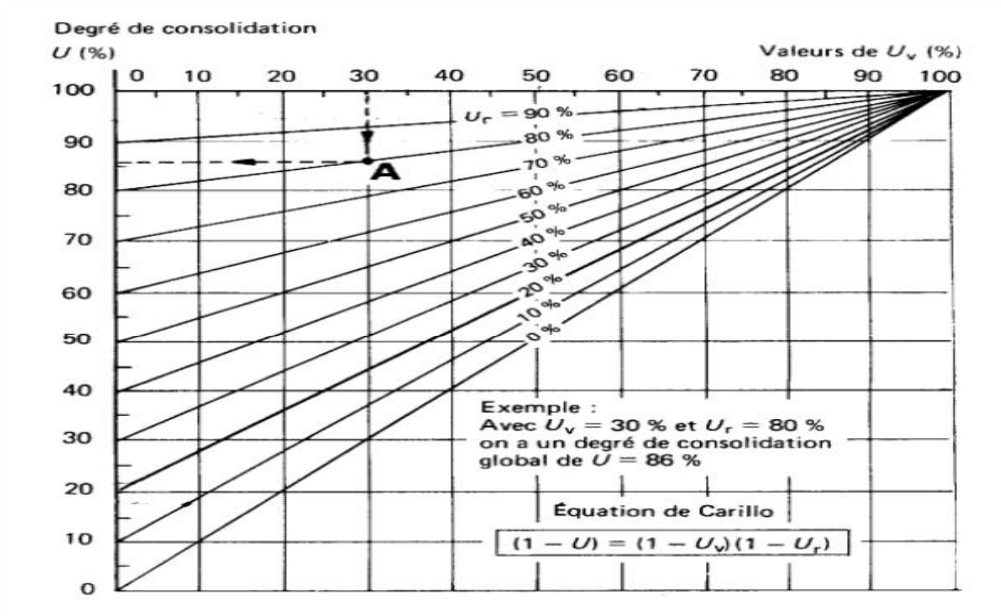


Fig. (III-12) : Degré de consolidation tridimensionnelle selon l'équation de CARILLO (1942)

III-6) Conclusion

Les drains verticaux. En sable ou en carton, utilisés lors de la réalisation de routes sur des sols gorgés d'eau, facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle au sein de ces massifs et accélèrent ainsi leur consolidation en vue soit de réduire le temps de tassements, soit d'augmenter la résistance au cisaillement des sols ou encore de réaliser les deux buts à la fois. Les théories de la consolidation ont montré que celle-ci se réalise d'abord grâce à un écoulement radial dans la couche à consolider puis par un drainage vertical. La résolution des équations de ces mouvements exige souvent un temps de calcul fort long, en outre divers facteurs perturbant ces mouvements sont difficilement mesurables.

CHAPITRE IV

*Etude Géologique et
Géotechnique*

IV-1-) Introduction [5]

L'écorce terrestre et tous les reliefs constituant la surface de sol sont dus à des enchainements de mouvements tectoniques et événements géologiques durant des millions d'années. Un aperçu sur la géologie de la région d'étude, qui sert comme assise des ouvrages de génie civil permet de déciller certaines caractéristiques morphologiques des formations constituant les massifs de sol. Ces informations vont aider par la suite dans les investigations géotechniques.

IV-2-) Situation géographique [6]

La pénétrante reliant la ville de Bejaia à l'autoroute Est-Oues au niveau de village Ahnif wilaya de Bouira. Le point de départ du tracé est situé à l'est du port, ensuite, il sillonne la vallée de oued Soummam, sur une distance d'environ de 100 km Figure. (IV-1). La vallée dessine un étroit d'orientation SW-NE, qui s'interpose entre les massifs montagneux du Djurdjura à l'ouest et son prolongement vers le nord- est par le chaînon d'Aghbalou – Gouraya, et des Bibans au Sud et leur prolongement vers l'Est par les Babors.



Fig. (IV-1): Situation géographique de vallée d'oued Soummam [6]

IV-3-)Description des formations principales [5]

La pénétrante Bejaïa-Ahnif, est projetée sur la rive droite de la vallée Sahel-Soummam, orientée NE-SW. La vallée se trouve entre les deux branches de l'Atlas tellien montagneux, de structuration alpine Figure. (IV-2) :

- L'Atlas tellien septentrional, au Nord de la vallée Soummam-Bouira, correspondant aux zones internes des Maghrébides (Grande Kabylie),
- L'Atlas tellien méridional au Sud de la vallée, correspondant aux zones externes (Petite Kabylie, Bibans).

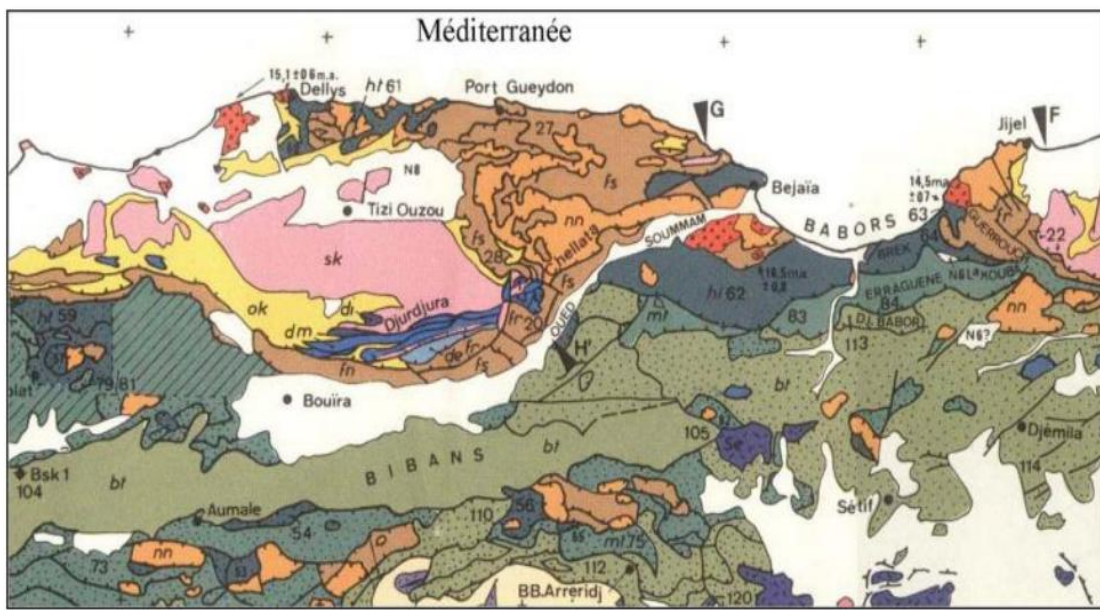


Fig. (IV-2) : Extrait du schéma structural de la chaîne tello-rifaine (Wildi, 1983) [5]

Les zones internes sont constituées d'un socle métamorphique, schisto-gneissique, d'une couverture paléo-mésozoïque, sédimentaire, et d'un flysch essentiellement grésopélique. La dorsale calcaire jurassique forme le massif élevé de Chellata, au nord d'Akbou.

Les zones externes sont constituées d'un empilement de nappes de charriage à matériel prédominant, marneux et marno-calcaire crétacé, et d'un parautochtone représenté par des assises calcaires très épaisses, formant les massifs des Babors (Timezrit, Gouraya, Gueldamène).

La vallée proprement dite, est constituée de terrains relativement récents, miopliocènes post-nappes, à dominante argileuse, et d'un remplissage alluvial, épais, quaternaire.

IV-4-) Topographie et géomorphologie [6]

L'assise de ce tronçon se trouve dans une plaine alluvionnaire au côté droit de l'oued SOUMMAM. Le terrain de la plaine est vaste et plat, la configuration de site est dominé du nord au sud. Selon des calculs hydrauliques, le côté droit de fondation de ce secteur risque d'être submergé durant la période d'inondations.

IV-5-) Sismicité [13]

Le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS, 1999) complété, en RPOA 2008, classe la région de Bejaïa-Bouira dans la zone de moyenne sismicité (Zone IIA). De ce fait, le facteur sismique doit nécessairement être pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages importants : tunnel, viaduc, et stabilité des grands déblais-remblais.

IV-6-) Etude géologique [6]

IV-6-1) Introduction

La chaîne alpine d'Afrique du Nord ou chaîne des Maghrébides fait partie de l'érogène alpin périméditerranéen (Durand-Delga, 1969) d'âge Tertiaire qui s'étend de l'Ouest à l'Est sur 2000 km depuis l'Espagne du Sud à l'arc calabro-sicilien.

Dans ce domaine en forme d'anneau très aplati, on distingue classiquement les zones internes, situées à l'intérieur de l'anneau et représentées aujourd'hui par différents massifs, dispersés le long de la côte méditerranéenne et les zones externes situées à sa périphérie.

IV-7) Hydrogéologie et hydrogéologies [6]

La vallée de l'oued Soummam est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents dont l'oued Soummam représente le collecteur principal.

IV-7-1) Étude hydrologique

Cette étude explicite la méthodologie appliquée qui a servi à la détermination des éléments des crues présumées véhiculées par les bassins ou sous-bassins versants drainant les points de franchissement par des ouvrages hydrauliques.

La présente analyse traite de la méthodologie adoptée pour les études hydrologique et hydraulique.

IV-7-1-1) Description sommaire se La zone d'étude

La vallée de l'oued Soummam est localisée au centre Nord- Est de l'Algérie, en Kabylie. La partie amont est prise comme étant le début de l'oued Soummam à partir de la confluence de l'oued Boussellam et l'oued Sahel, située à 2 km au sud- ouest de la ville d'Akbou et la terminaison aval est représentée par l'embouchure de la Soummam, située à la périphérie Est de la ville de Bejaïa (Figure. IV-3).

Du point de vue altitude, la vallée de l'oued Soummam est caractérisée par une topographie très accidentée. Les sommets de montagnes qui l'entourant culminent à 2308 m dans le Djurdjura (sommets de Lalla KHEDIDJA), à 1890 m à l'extrême ouest des Babors (Djebel Takoucht), 1600 m dans l'Akfadou, 1313 m dans l'Aghbalou (Djemâa N'Techeriat), 1100 dans les Bibans et 672 m dans le Mont Gouraya (Pic de la dent). Cependant la plaine est caractérisée par une élévation relativement faible allant du niveau de la mer à près de 170 m en amont de l'oued Soummam (Akbou). Les reliefs intermédiaires surplombant la plaine atteignent par endroits 400 à 500 m.



Fig. (IV-3) : Localisation de la zone d'étude [6]

IV-7-2) Climatologie (température et pluviométrie)

IV-7-2-1) Température

Les températures, le deuxième facteur du climat, qui influent sur le développement de la végétation et le fonctionnement du système racinaire. Les températures moyennes mensuelles relevées sur 41 ans de 1970 à 2010 sont représentées par Figure. (IV-4).

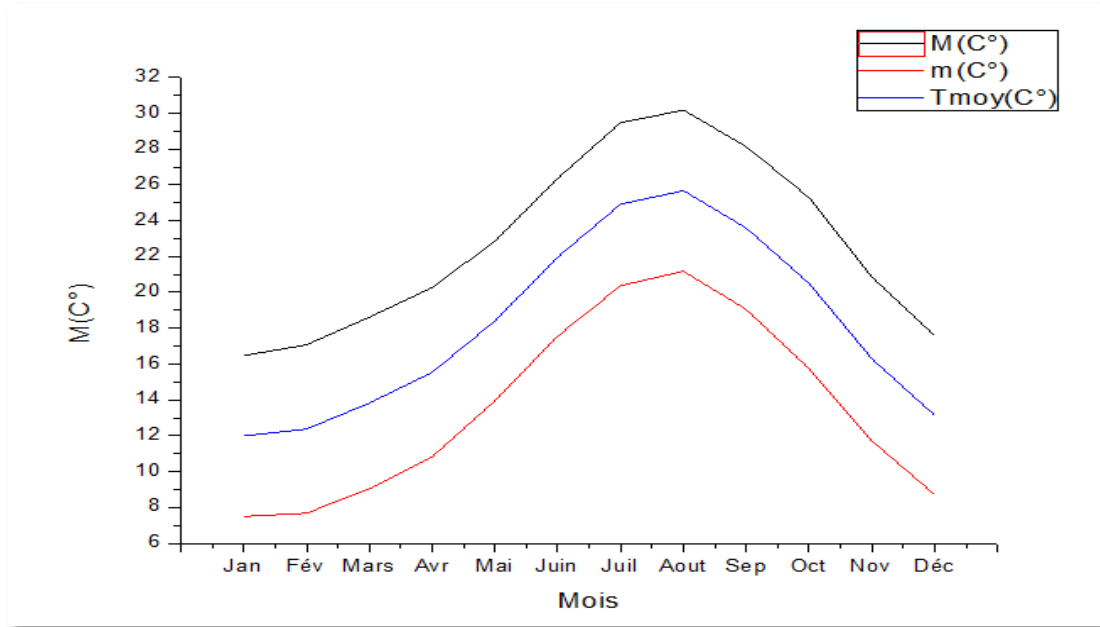


Fig. (IV-4) : Courbe Moyennes mensuelles des températures (max 'M' et min 'm') dans la région de la basse vallée de la Soummam (période de 1970 – 2011). [5]

Nous remarquons qu'au cours de l'année, les variations de températures suivent presque une loi gaussienne avec un pic enregistré au mois d'août (25.8°C) alors que la plus faible température est enregistrée au mois de janvier (12.0 °C).

L'analyse des températures enregistrées durant la dernière décennie montre que la température mensuelle la plus élevée est enregistrée durant le mois d'août (30.3°C) alors que la plus basse est enregistrée en janvier (7.4°C).

Cette zone traverse une période de sécheresse climatique de 4 à 5 mois, allant du mois de mai au mois de septembre, le reste des mois de l'année étant humides.

IV-7-2-2) La précipitation

Les enregistrements de quatre (04) stations pluviométriques et une (01) station pluviaux-graphique ont été retenues pour cette étude, ces stations sont choisies en fonction de leurs localisations par apport au tracé.

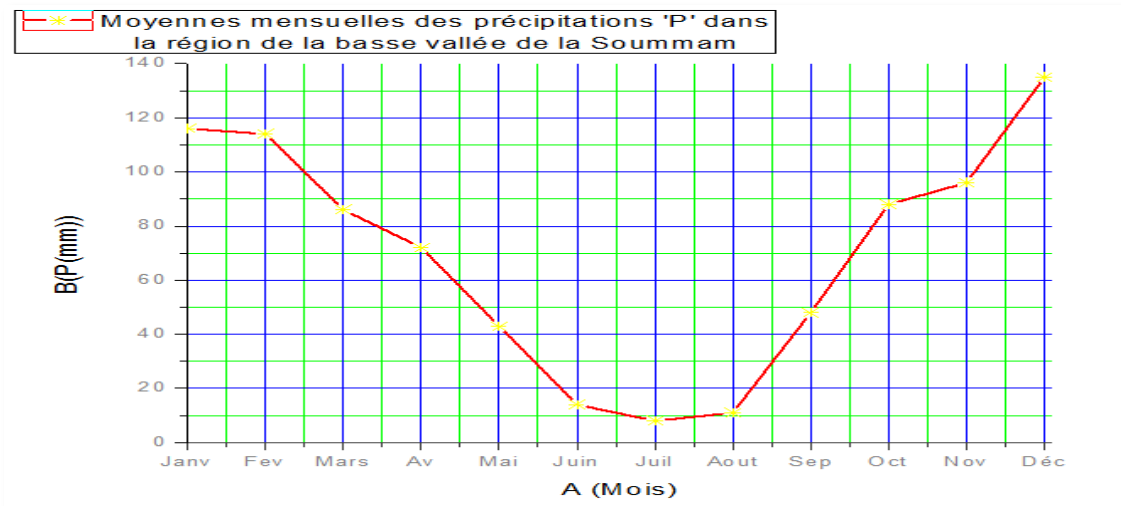


Fig. (IV-5) : Moyennes mensuelles des précipitations 'P' dans la région de la basse vallée de la Soummam [5]

De point de vue source d'eau et pluviométrie on note que la région est caractérisée par un grand apport d'eau et que l'oued Soummam est le principal collecteur des eaux de la région.

IV-8) Etude géotechnique

Quel que soit l'utilisation envisagée d'un sol, il est important de connaître sa nature, sa composition et ces propriétés. Généralement ces caractéristiques sont déterminées à travers des essais en laboratoire sur des échantillons représentatifs ou à l'aide des essais in situ. A l'heure actuelle, la réalisation d'un ouvrage ne se fait passants l'étude du sous sol dite étude géotechnique.

La caractérisation des sols c'est une description de la composition des sols et la détermination de leurs propriétés physiques et mécaniques. La détermination de ces caractéristiques constitue une des premières étapes de la campagne de reconnaissance géotechnique. Elles permettent de déterminer à quelle famille de terrains appartient le sol d'assise.

IV-8-1) Identification de sol

Avant d'étudier le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres qui se rapportent aux proportions de différents constituants, solides, eau et gaz dans un échantillon de sol, utilisant des essais au laboratoire « Essais d'Identification ».

Les résultats obtenus à l'aide des essais d'identification conduisent à une description quantitative du sol. Ces essais servent de base aux divers systèmes de classification des sols et permettent aussi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques de sol. On distingue classiquement deux grandes catégories d'essais d'identification :

- les essais qui répondent de l'arrangement et de la répartition des phases (squelette solide, eau, air). Ces essais caractérisent l'état du sol.
- les essais qui traduisent les propriétés des particules du sol et l'intensité de leurs liaisons avec l'eau, ces essais caractérisent la nature du sol.

D'où nous pouvons dire que le choix final des caractéristiques à retenir pour les calculs et leur répartition dans le massif du sol ne saurait être fait que par une confrontation des résultats des essais in situ et en laboratoire.

IV-8-2) Résultats d'essais géotechniques

IV-8-2-1) les essais géotechniques réalisés

La campagne de reconnaissance de sol sur le terrain comporte la réalisation de 11 puits, 9 sondages, avec un essai de pénétration statique. Pour la caractérisation de sol en laboratoire, 96 échantillons sont prélevés comme échantillons représentatifs faisant l'objet des essais physiques et mécaniques.

IV-8-2-2) Résultats des essais [6]

Les sondages carottés et les puits de reconnaissance effectués sur le site du projet permettent de mettre en évidence des formations composées essentiellement par des types d'argiles de couleur jaune claire et Gris noir Tableau. (IV-1), sur une profondeur moyenne d'environ 30 m avec en dessous une couche de gravier de 4 m d'épaisseur les coupes longitudinales et les coupes de sondages géotechniques.

Les valeurs moyennes des paramètres d'identifications physiques obtenues au laboratoire pour les argiles (②-1 et ②-2), sont regroupées dans le tableau (IV-1), et la figure (IV-6) illustre leurs positions sur l'abaque de CASAGRANDE. Selon ces résultats on a des argiles moyennement denses peu plastiques, la nomenclature GTR (norme NF P 11 300) les différentes couches sont classées dans le tableau (IV-1).

Tab. (IV-1) : Tableau de lithologie des formations principales rencontrées sur le site

N° de couche	Type du sol	Code	Epaisseur (m)	Couleur
①	Terre végétale	TV	0.5m	Brune
②-1	Argiles	A	1.2-3.8m	Jaune claire
②-2	Argiles	A	24-26.5m	Gris noir
③-1	Sable	S	0-0.7m	Jaune gris
④	Grave	G	>3m	gris clair

Les positions des deux types d'argiles (②-1 et ②-2) sont montrées sur l'abaque de CASAGRANDE dans la figure (IV-6).

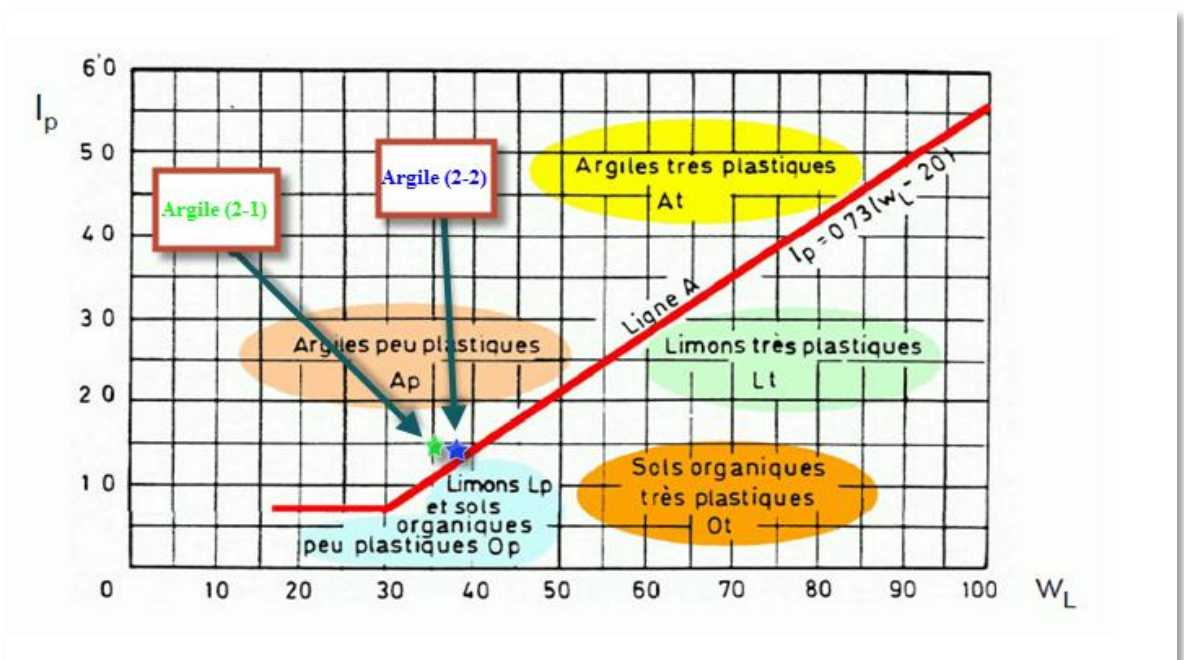


Fig. (IV-6) : L'emplacement les deux types d'argile sur l'abaque de CASAGRANDE [5]

Tab. (IV-2) : Caractéristique physique des argiles valeur moyennes

Paramètre	W (%)	γ_h	γ_d	γ_s	e	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	I_c	< 2mm	<80 μm	<0.002 mm
		g/cm ³										
Argile ②-1	26.1	1.95	1.55	2.72	0.758	37.8	23.9	13.9	0.84	100	96.3	11.3
Argile ②-2	22.9	1.89	1.53	2.71	0.770	35.9	21.0	14.9	0.92	99.1	89.8	10.2

IV-8-2-3) Essais Mécaniques

Les essais mécaniques réalisés sur les sols sont l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte pour déterminer les propriétés mécanique des sols et l'essai de l'oedomètre pour obtenir les paramètres de compressibilité. Les résultats obtenus à partir des essais de cisaillement sont données dans le tableau (IV-3) et ceux de compressibilité dans le tableau (IV-4).

Tab. (IV-3) : Caractéristiques de résistance au cisaillement

Paramètre	②-1 (Argile peu-plastique)				②-2 (Argile peu-plastique)			
	Cisaillement rectiligne							
	C_{UU} (kN/m ²)	Φ_{UU} (°)	C_{CD} (kN/m ²)	Φ_{CD} (°)	C_{UU} (kN/m ²)	Φ_{UU} (°)	C_{CD} (kN/m ²)	Φ_{CD} (°)
Valeur Moyenne	30.2	16	22.6	16.7	30.3	17.2	14.3	15.5

Tab. (IV-4) : Caractéristiques de compressibilité

Paramètre	②-1 (Argile peu-plastique)					②-2 (Argile peu-plastique)				
	p_c KN/m ²	c_c	C_g	$c_v \times 10^{-3}$ cm ² /s	a_v	p_c KN/m ²	c_c	C_g	$c_v \times 10^{-3}$ cm ² /s	a_v
Valeur Moyenne	126.0	0.163	0.029	5.01	0.64	135.2	0.142	0.031	4.02	0.45

CHAPITRE V

*Modélisation de Phénomène
de Consolidation*

V-1-) Introduction

Il est évident que la sécurité des ouvrages en génie civil, est intimement liée à une bonne prédiction de l'évolution des contraintes et déformations induites dans le sol sous l'action des charges apportées par la superstructure. La mutation spectaculaire due aux méthodes de calcul numérique sur ordinateurs, ont conduit un nombre croissant des ingénieurs de tenir compte de l'influence du sol sur les structures, ce qui est connue par la suite comme les problèmes d'interaction sols structures.

Dans ce contexte l'application de la méthode des éléments finie en particulière dans le domaine de la géotechnique s'avère efficace, notamment pour résoudre des problèmes complexes comme le phénomène de consolidation, l'interaction sol-structures et comportement non linéaire des matériaux.

Ce chapitre est consacré à l'étude et modélisation de phénomène de consolidation des sols argileux. Il est divisé en deux volets, la première comporte l'étude de la consolidation unidimensionnelle de sol dans un essai œdométrique utilisant la solution de l'équation de TERZAGHI et une modélisation 1-D par la méthode des éléments finis (MEF). Le deuxième volet comprend la modélisation du comportement d'un remblai sur sols compressibles, rentrant dans le cadre du projet de réalisations de la pénétrante reliant Bejaia à l'autoroute Est-Ouest, à l'aide du logicielle PLAXIS, puis l'accélération de consolidation au moyenne des drains verticaux.

V-2-) Evaluation de consolidation unidimensionnelle

La consolidation unidimensionnelle de sol est décrite par l'équation différentielle établie par TERZAGHI, la solution analytique de cette équation permet d'obtenir en fonction de temps t et la profondeur z , la distribution de l'excès de pression interstitielle à partir de laquelle on peut déduire la contrainte effective, et le degré de consolidation. Pour faciliter le calcul, la solution de l'équation est codée sous forme d'un programme en langage FORTRAN (TERZ.FOR).

La méthode des éléments finis (MEF) est devenue un outil de modélisation numérique puissant et efficace, il permet de traiter les problèmes avec des conditions limites complexes. La consolidation de sol est un phénomène couplé (Pression-Déplacement), un programme de calcul (TINY.FOR) en élément finis est établi pour simuler la dissipation de gradient de la pression et l'évolution de déplacement vertical de la surface de sol.

Les données adoptées pour le calcul sont regroupées dans le tableau (V-1) :

Tab. (V-1) : Données adoptées pour modéliser un essai oedométrique. [1]

$\Delta\sigma$ (KPa)	5.08	20.35	81.46
E_{oed} (KPa)	718.364	623.242	1510.74
k (m/sec)	1.762E-10	1.320E-10	1.168E-10
C_v (m ² /s)	1.265E-08	0.822E-08	1.764E-08

V-2-1) Solution à l'aide de l'équation de TERZAGHI

La solution de l'équation de TERZAGHI pour la consolidation unidimensionnel d'une colonne de sol, consiste à déterminer l'évolution dans le temps l'excès de la pression interstitielle à une profondeur z , soit :

$$\Delta u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} \Delta u_i \sin \frac{\pi z dZ}{2H} \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} \cdot \exp \left(\frac{-c_v \cdot t n^2 \cdot \pi^2}{4H^2} \right)$$

Le degré de consolidation de sol est déduit est déduit du taux de dissipation de la pression de la façon suivante :

$$U = 1 - \frac{\Delta U(t)}{\Delta U_i}$$

Utilisant le principe des contraintes effectives on peut calculer :

$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u$$

La solution de TERZAGHI est codée sous forme d'un programme en langage FORTRAN, et on a considéré trois cas de chargement pour déterminer le comportement d'un échantillon représentant l'essai oedométrique.

Les résultats obtenus pour l'excès de la pression interstitielle, pour certaine pas de temps, sont regroupés dans le tableau (V-2) pour les trois cas de chargement considérées, et les figures (V-1-a) (V-1-b) et (V-1-c) montre l'évolution de la pression dans le temps suivant la hauteur de l'échantillon.

Tab. (V-2) : La distribution de l'excès pression suivant la profondeur en fonction de temps

Profondeur (m)	$\Delta\sigma_1 = 5.08KPa$				$\Delta\sigma_2 = 20.35KPa$				$\Delta\sigma_3 = 81.46KPa$			
	t ₂	t ₅	t ₈	t ₁₀	t ₂	t ₅	t ₈	t ₁₀	t ₂	t ₅	t ₈	t ₁₀
	Δu_2 (kN/m ²)	Δu_5 (kN/m ²)	Δu_8 (kN/m ²)	Δu_{10} (kN/m ²)	Δu_2 (kN/m ²)	Δu_5 (kN/m ²)	Δu_8 (kN/m ²)	Δu_{10} (kN/m ²)	Δu_2 (kN/m ²)	Δu_5 (kN/m ²)	Δu_8 (kN/m ²)	Δu_{10} (kN/m ²)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.003	5.078	3.102	0.886	0.021	20.373	14.539	5.497	0.484	81.172	43.481	8.689	0.047
0.007	5.079	4.850	1.70	0.040	19.684	20.091	10.563	0.932	81.458	73.918	16.718	0.091
0.0095	5.080	5.014	1.862307	0.044	20.371	20.320	11.531	1.0186	81.461	78.037	18.256	0.099
0.012	5.079	4.850	1.705	0.040	19.684	20.091	10.563	0.932	81.458	73.918	16.718	0.091
0.016	5.078	3.102	0.886	0.021	20.373	14.539	5.497	0.484	81.172	43.481	8.689	0.047
0.019	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

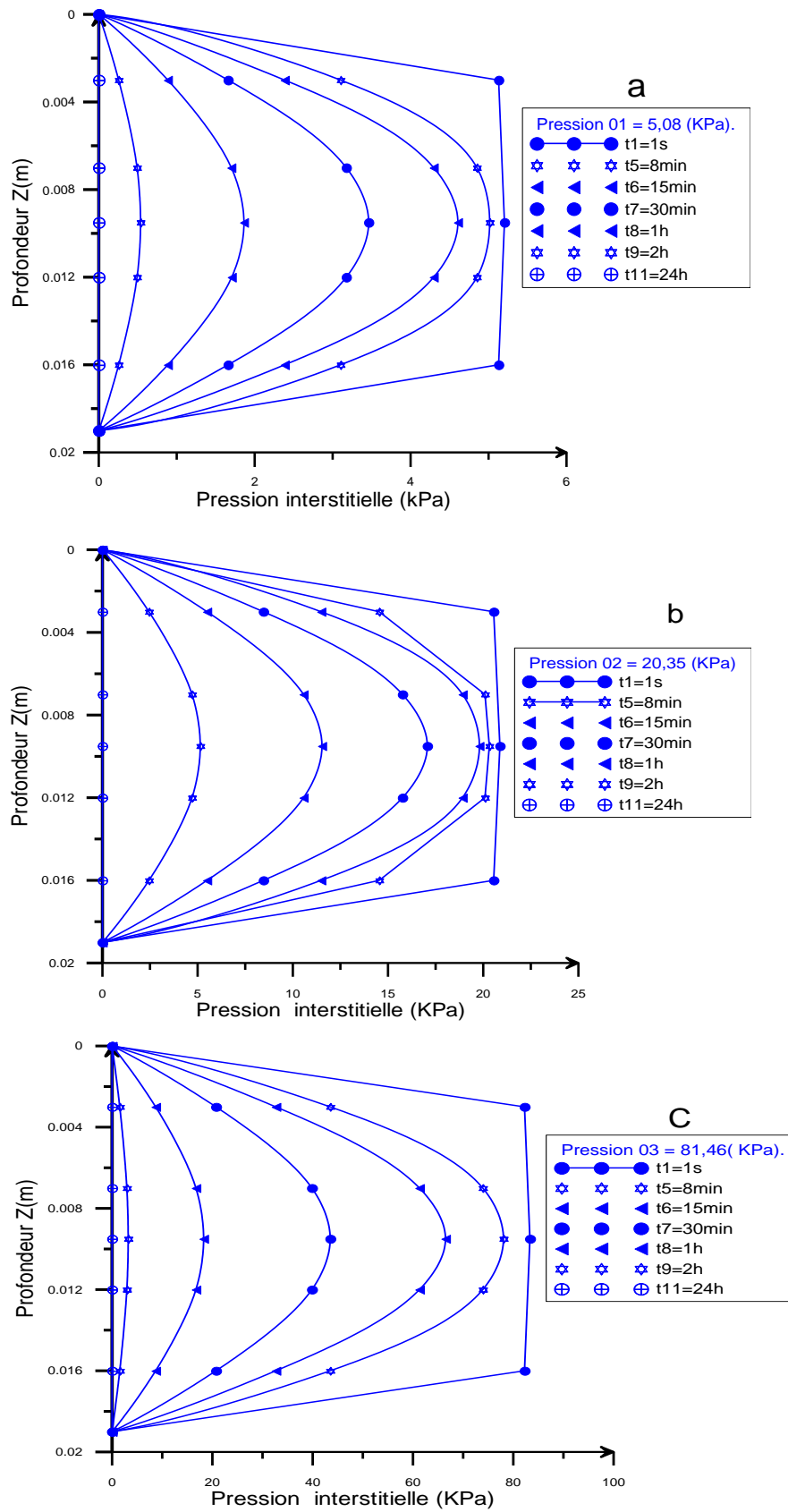


Fig. (V-1) : La distribution de l'excès de pression interstitielle en fonction de temps

Selon les figures (V-1), on peut noter que, l'eau supporte la charge appliquée ce qui manifeste par une pression constante sur toute la hauteur de l'échantillon, puis avec le temps, la pression se dissipe jusqu'à il devient égale à zéro.

L'allure des courbes de la pression interstitielle suivant la hauteur de l'échantillon est sous forme d'isochrones (Double drainage), et que cette surpression tend vers zéro (dissipation totale) lorsque le temps dépasse environ cinq heure.

Les résultats de calcul de degré de consolidation en fonction de facteur de temps sont donnés dans le tableau (V-3) et La dissipation de la pression interstitielle et l'évolution de degré de consolidation en fonction de temps sont illustrées sur la figure.(V-2), il clair que lorsque la pression démunie le degré de consolidation augmente, jusqu'à la consolidation totale de l'échantillon $\Delta u_{moy} = 0$ et $U\% = 100\%$.

Tab. (V-3): Les valeurs moyennes de degré de consolidation et pression interstitielle en fonction de facteur de temps

T_v (s)	U_{moy} %	Δu_{moy} (kN/m ²)
0.0004100055	0	83.32121
3.979313E-011	0.00071	81.45942
0.001386052	4.20093	78.03793
0.0265335	18.38029	66.48741
0.1705436	46.5986	43.50078
0.5210091	77.58842	18.25648
1.224899	96.05511	3.213508
3.646914	100	0

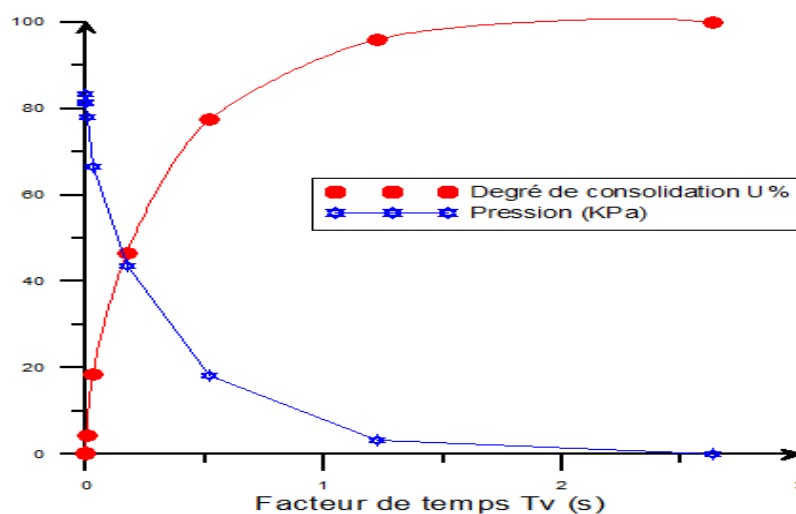


Fig. (V-2) : L'évolution de degré de consolidation et de la pression interstitielle en fonction de T_v .

V-2-2) Modélisation par la MEF

Pour modéliser l'essai oedométrique à l'aide de la MEF, l'échantillon est discrétisé par des éléments unidimensionnels comme il est montré sur la figure (V-3). Le calcul est performé avec le programme Tiny.FOR. Le modèle comporte six éléments et treize Nœuds.

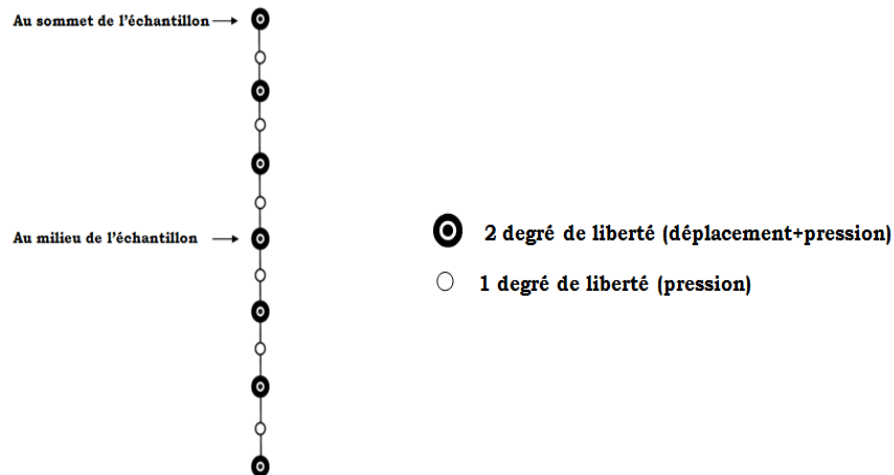


Fig. (V-3) : Modélisation en élément finie l'échantillon de l'essai oedométrique

Les résultats obtenus pour les trois cas de chargement pour l'excès de la pression interstitielle, pour certaine pas de temps, sont regroupés dans le tableau (V-4), et l'évolution de la pression dans le temps suivant la hauteur de l'échantillon est montré sur les figures (V-4-a) (V-4-b) et (V-4-c).

L'allure des différents courbes est similaire à celles obtenus par la solution de TERZAGHI et que la dissipation de la pression interstitielle est plus rapide vers les bords et la pression maximum se trouve au milieu de l'échantillon le point avec le plus grand chemin de drainage.

Tab. (V-4) : La distribution de la suppression en fonction de la profondeur

Profondeur	$\Delta\sigma_1 = 5.08KPa$				$\Delta\sigma_2 = 20.35KPa$				$\Delta\sigma_3 = 81.46KPa$			
	t_2	t_5	t_8	t_{10}	t_2	t_5	t_8	t_{10}	t_2	t_5	t_8	t_{10}
	Δu_2 (kN/m ²)	Δu_5 (kN/m ²)	Δu_8 (kN/m ²)	Δu_{10} (kN/m ²)	Δu_2 (kN/m ²)	Δu_5 (kN/m ²)	Δu_8 (kN/m ²)	Δu_{10} (kN/m ²)	Δu_2 (kN/m ²)	Δu_5 (kN/m ²)	Δu_8 (kN/m ²)	Δu_{10} (kN/m ²)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.003	5.03	2.65	0.462	0.0206	20.07	12.6	3.25	0.273	81.4	36.5	4.29	0.112
0.007	5.03	4.42	0.89	0.0396	20.07	19.3	6.24	0.527	81.4	64	8.26	0.215
0.0095	5.03	4.66	0.973	0.0433	20.07	19.9	6.81	0.576	81.4	68.3	9.03	0.235
0.012	5.03	4.42	0.89	0.0396	20.07	19.3	6.24	0.527	81.4	64	8.26	0.215
0.016	5.03	2.65	0.462	0.0206	20.07	12.6	3.25	0.273	81.4	36.5	4.29	0.112
0.019	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

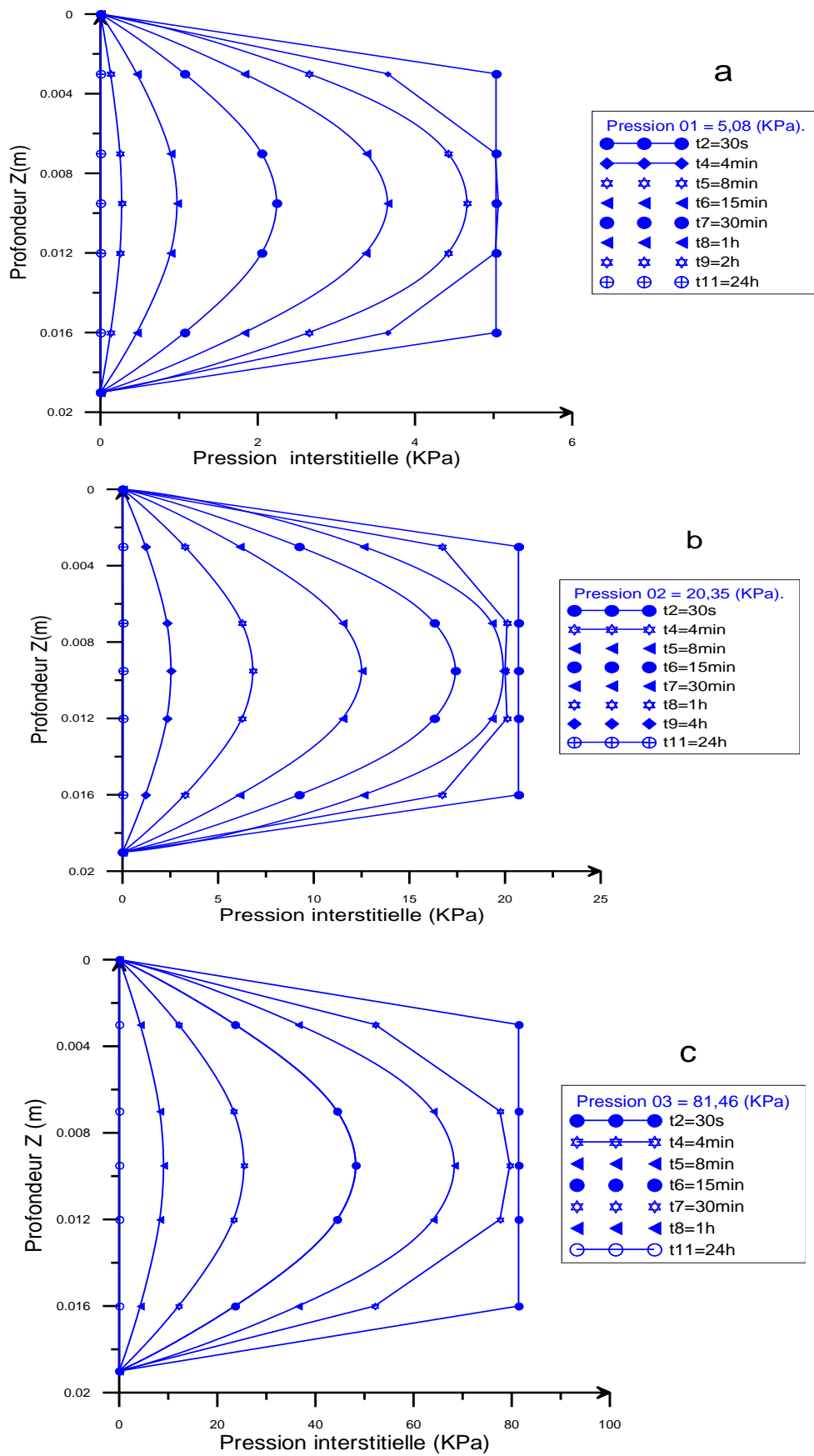


Fig. (V-4) : La distribution de l'excès de suppression interstitielle en fonction de la profondeur

La figure (V-5) représente l'évolution de la pression et contrainte effective, tassement en fonction de temps, lorsque la pression démunie la contrainte augmente selon le principe de TERZAGHI.

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u$$

Ce qui entraine le tassement de la surface du sol comme il est bien illustré sur la figure (V-5), on a :

$$\Delta H = 0.1 \text{ mm}$$

$$H_0 = 19 \text{ mm} ; \quad \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{0.1}{19} = 5.2 \times 10^{-3} = 0.52\%$$

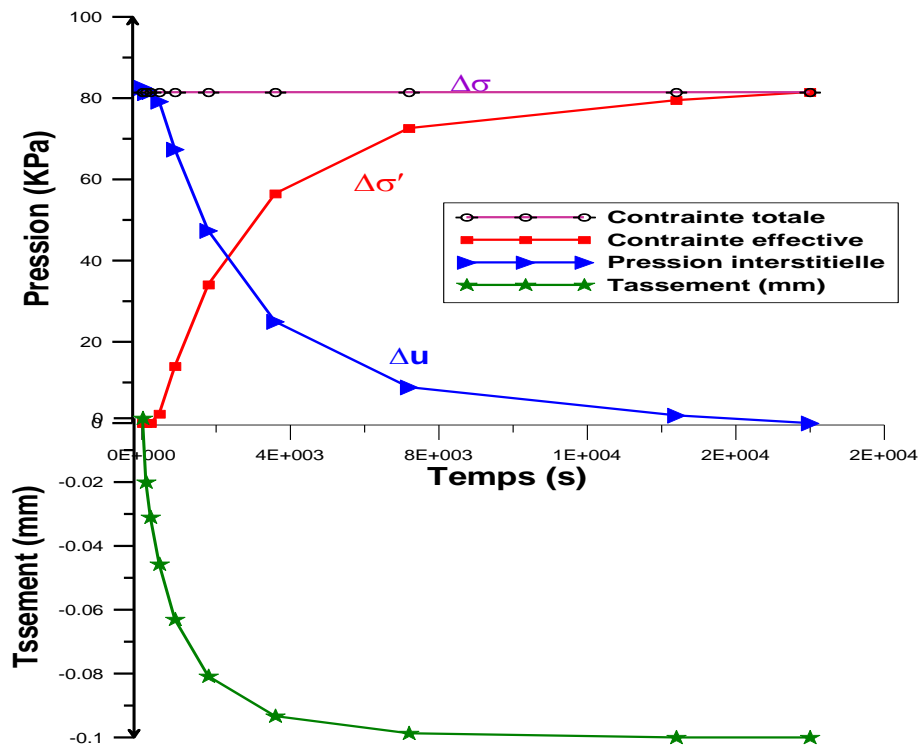


Fig. (V-5) : Evolution de l'excès de la pression interstitielle, contraintes effective et tassement on fonction de temps

Les déplacements obtenus pour différents cas de chargement, au sommet et au milieu de l'échantillon, en fonction de temps sont donnés dans le tableau (V-5) et la figure (V-6) montre la variation des déplacements dans le temps. Le déplacement au sommet est évidemment plus grand que celui du milieu et on peut noter que aussi que l'écart entre les déplacements s'agrandit avec l'augmentation de la charge appliquée.

Tab. (V-5) : La distribution de déplacement en fonction temps

Temps (s)	$\Delta\sigma_1 = 5.08KPa$		$\Delta\sigma_2 = 20.35KPa$		$\Delta\sigma_3 = 81.46KPa$	
	Déplacement (Nœud 1)	Déplacement (Nœud 7)	Déplacement (Nœud 1)	Déplacement (Nœud 7)	Déplacement (Nœud 1)	Déplacement (Nœud 7)
330	1.49E-005	7.46E-006	6.46E-005	3.24E-005	0.000121	6.05E-005
120	2.31E-005	1.16E-005	9.16E-005	4.59E-005	0.0002	0.0001
240	3.49E-005	1.75E-005	0.000133	6.66E-005	0.00031	0.000155
480	5.12E-005	2.56E-005	0.000193	9.64E-005	0.000457	0.000228
900	7.17E-005	3.58E-005	0.000271	0.000136	0.00063	0.000315
1800	9.54E-005	4.77E-005	0.000373	0.000187	0.000808	0.000404
3600	0.000116	5.79E-005	0.000418	0.00024	0.000933	0.000466
7200	0.000127	6.35E-005	0.00056	0.00028	0.000987	0.000493
14400	0.000131	6.53E-005	0.000596	0.000298	0.001	0.0005
86400	0.000131	6.57E-005	0.000606	0.000303	0.001	0.000501

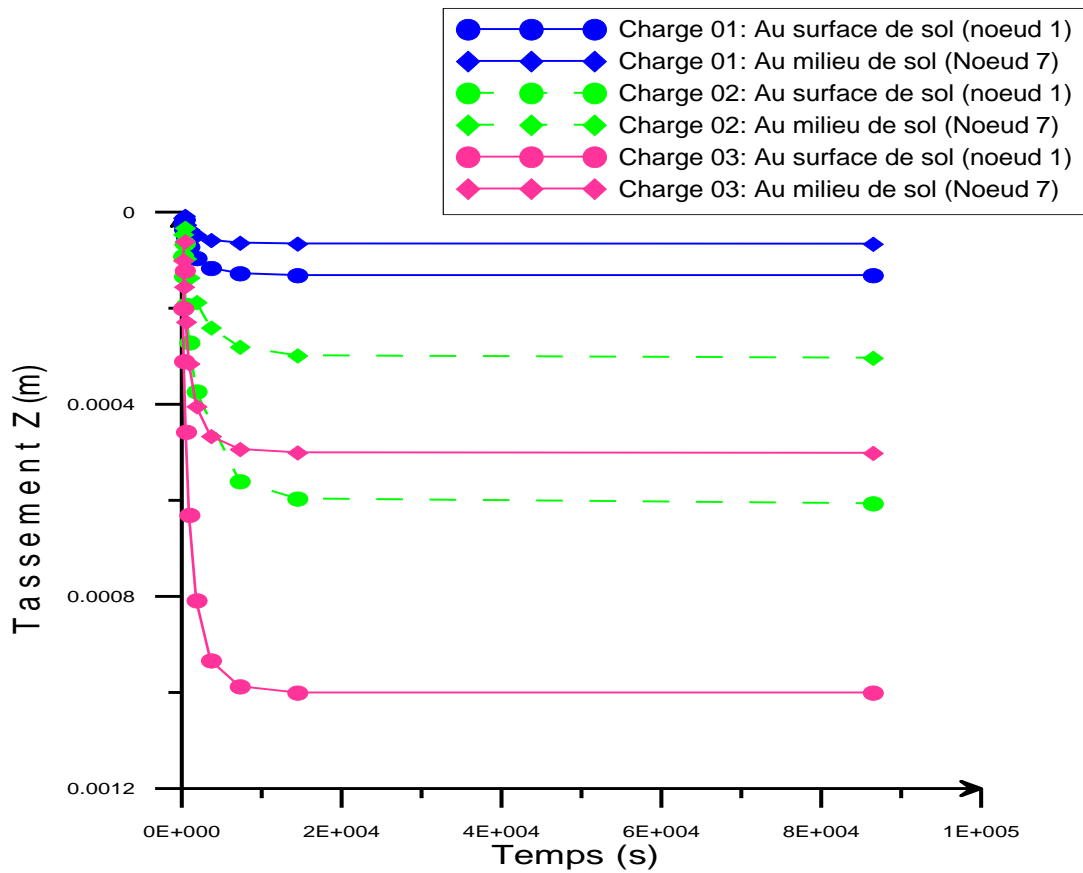
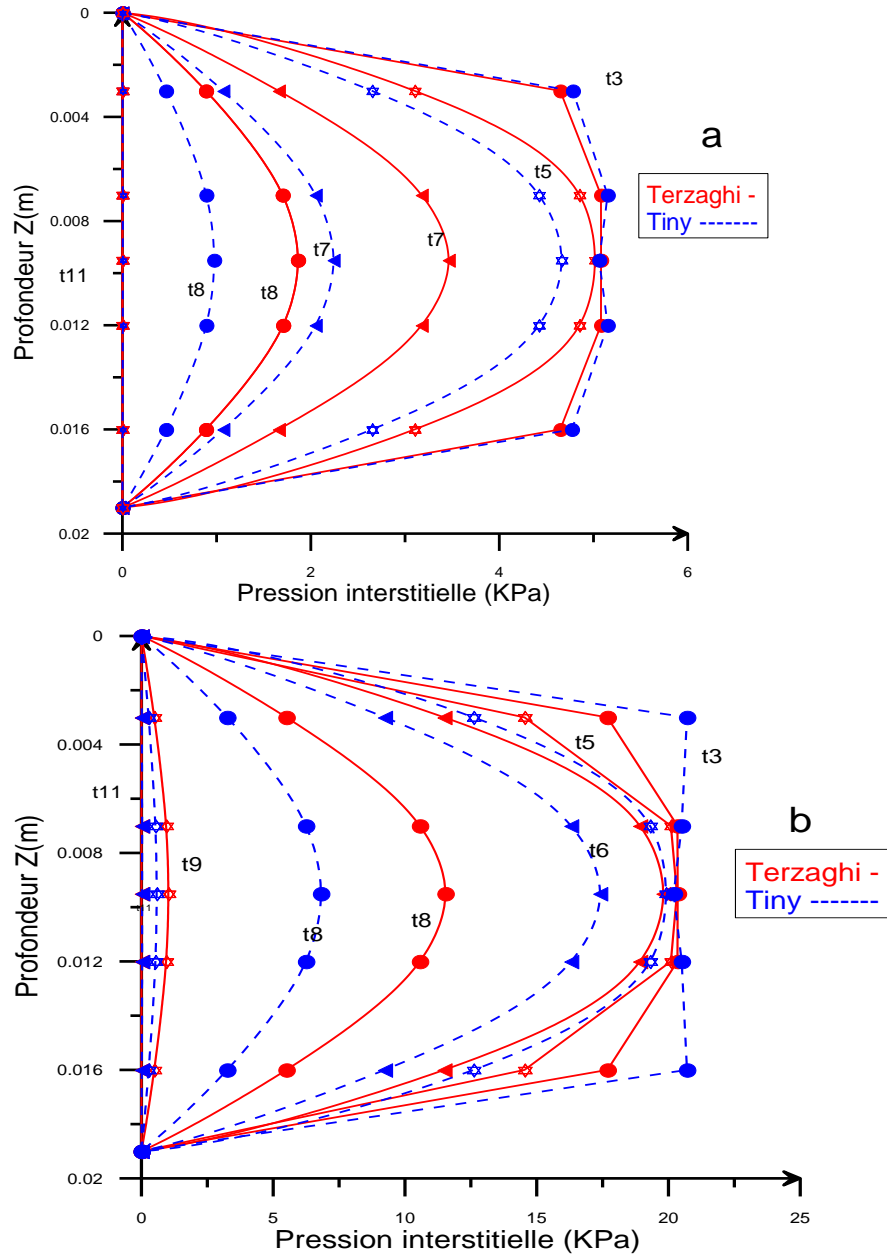


Fig. (V-6) : La distribution de l'excès de déplacement en fonction de temps

V-2-3-) Comparaison entre TERZAGHI et TINY

Les résultats obtenus par les deux approches pour la distribution de la pression interstitielle selon la profondeur pour certains pas de temps sont montré sur la figure (V-7). On peut constater que les pressions sont similaires au début de consolidation, cependant il semble que les pressions évaluées par la MEF se dissipent plus rapidement au milieu de la phase de consolidation, mais à la fin cet écart démuni et les deux approches donnent presque le même temps nécessaire pour la consolidation totale.



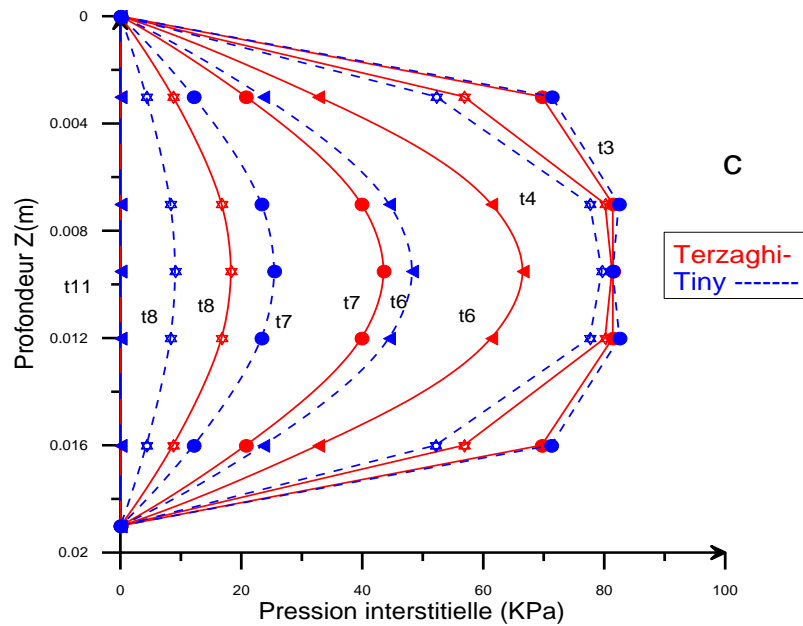


Fig. (V-7) : Comparaison de l'évolution de la pression interstitielle obtenue par les deux approches Méthode de TERZAGHI et MEF

V-3-) Etude de remblai

V-3-1) Présentation de remblai

Dans cette partie on va modéliser le comportement d'un remblai sur sols compressibles. L'ouvrage appartient au projet de la pénétrante reliant Béjaia à l'autoroute Est-Ouest, il est situé au point kilométrique 13+100. Ce remblai possède une hauteur de l'ordre de 5.4 m et le niveau de la nappe phréatique se trouve à 3 m au-dessous de niveau du terrain naturel. Le profile comporte deux couches d'argiles peu plastiques, moyennement compressibles, avec 31 m d'épaisseur, puis de grave d'épaisseur de 4m. la figure (V-8) représente la géométrie du remblai.

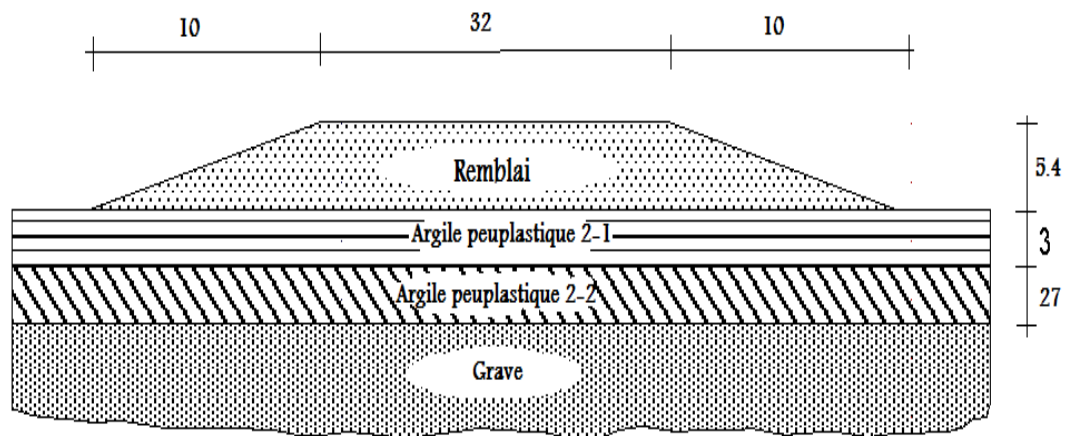


Fig. (V-8) : Profiles de remblai utilisés pour la modélisation des calculs

V-3-2) Modélisation unidimensionnelle par MEF (TINY.FOR)

On se basant sur la méthode des éléments finis, le comportement de remblais sera modélisé à l'aide du programme TINY.FOR, utilisant 20 éléments et 41 nœuds (Figure. V-9). Les propriétés de différentes couches sont données dans le tableau (V-6) :

Tab. (V-6) : Données adoptées pour modéliser la couche de sol [6]

Couche de sol	E_{oed} (kN/m ²)	K (m/sec)	C_v (m ² /sec)	Temps (ans)	Profondeur (m)
Argile peu- plastique ②-1	5010.00	1.0 E-09	5.01E-7	0→15	3
Argile peu-plastique ②-2	8040.00	0.5 E-09	4.02E-7	0→15	27
Grave	35000.00	1.0 E-03	3.5	0→15	4

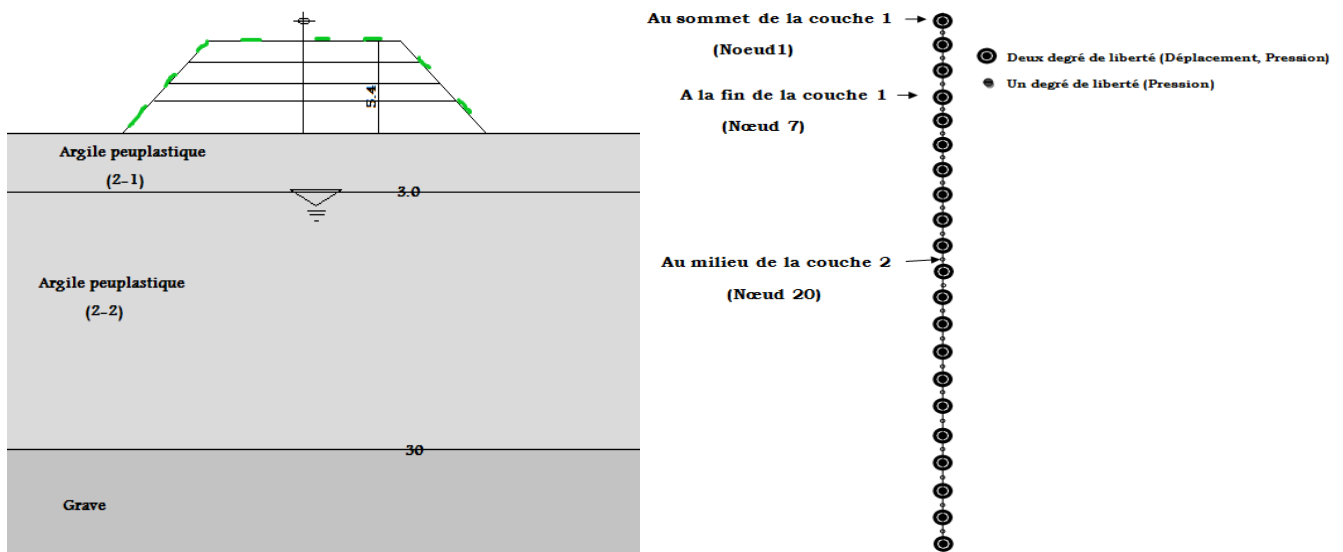


Fig. (V-9) Profil de sol adopté pour le calcul au PK13+100 et son modélisation par élément fini

Les résultats obtenus pour un cas de chargement illustrant la variation de l'excès de la pression interstitielle, sont regroupés dans le tableau (V-7), et l'évolution de la pression dans le temps suivant la hauteur de l'échantillon est montré sur le figure (V-10) :

Tab. (V-7) : Les résultats de la pression interstitielle en fonction de la profondeur

Z (m)	Δu_2 kN/m ²	Δu_5 kN/m ²	Δu_6 kN/m ²	Δu_8 kN/m ²	Δu_{10} kN/m ²	Δu_{12} kN/m ²
0	0	0	0	0	0	0
1	151	133	66.5	11.7	3.79	0.968
2	110	118	97.2	22.5	7.53	1.93
3	122	119	108	32	11.2	2.87
4	118	119	115	48.1	18.2	4.7
5	119	119	117	62	24.9	6.47
7	119	119	119	83	37.2	9.76
9	119	119	119	96.6	47.4	12.6
11	119	119	119	105	55.2	14.8
14	119	119	119	111	61.9	16.7
17	119	119	119	111	62.2	16.8
20	119	119	119	105	56.2	15.2
23	118	119	119	91	44.3	11.8
25	120	119	118	74.4	33.5	8.89
27	113	116	115	49.9	20.9	5.52
29	140	132	74.4	17.8	7.1	1.87
30	5.36	3.16E-4	1.67E-4	3.6E-5	1.42E-5	3.75E-6
31	4.54	2.37E-4	1.25E-4	2.7E-5	1.07E-5	2.81E-6
32	3.32	1.58E-4	8.34E-5	1.8E-5	7.12E-6	1.87E-6
33	1.76	7.89E-5	4.17E-5	9E-6	3.56E-6	9.36E-7
34	0	0	0	0	0	0

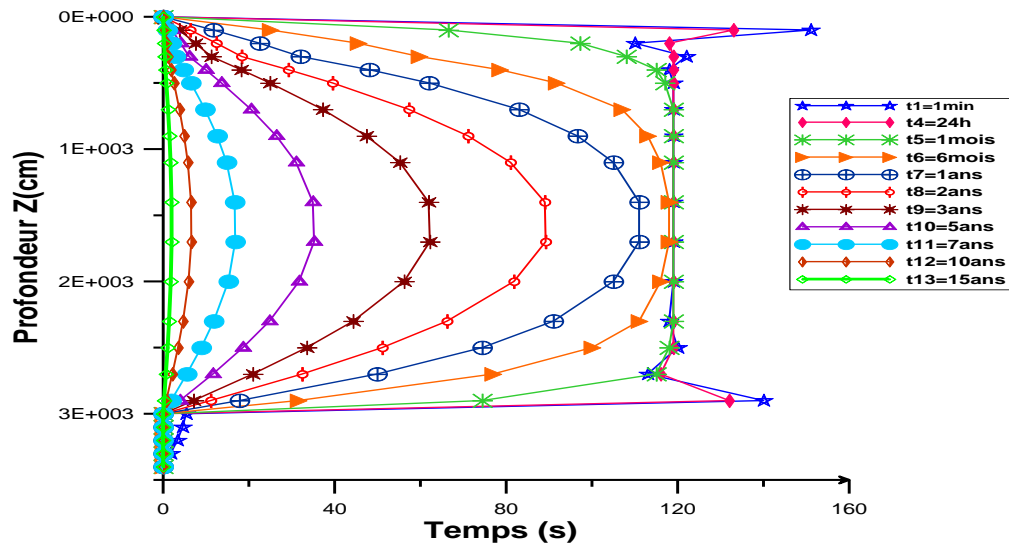


Fig. (V-10) : L'évolution l'excès de pression interstitielle en fonction de la profondeur.

Les déplacements obtenus pour différents cas de chargement, au sommet, à la fin de la première couche et au milieu et la deuxième couche de sol, en fonction de temps, sont donnés dans le tableau (V-8) et la figure (V-11) montre leurs variations. Le déplacement au sommet est évidemment plus grand avec un tassement d'environ **46.9 cm** et que l'amplitude de déplacement diminue avec la profondeur.

Tab. (V-8) : Illustré l'évolution de déplacement dans le temps

Temps (sec)	noeud1	noeud7	noeud13
60	0.0238	0.017	0.0171
3600	0.0244	0.0176	0.0177
43200	0.0256	0.018	0.018
86400	0.0278	0.0187	0.0187
2592000	0.058	0.0309	0.0295
15552000	0.124	0.0736	0.0587
31104000	0.188	0.128	0.0999
62208000	0.262	0.198	0.159
93312000	0.331	0.265	0.219
155520000	0.394	0.326	0.275
217728000	0.435	0.366	0.312
311040000	0.458	0.389	0.332
466560000	0.469	0.399	0.342

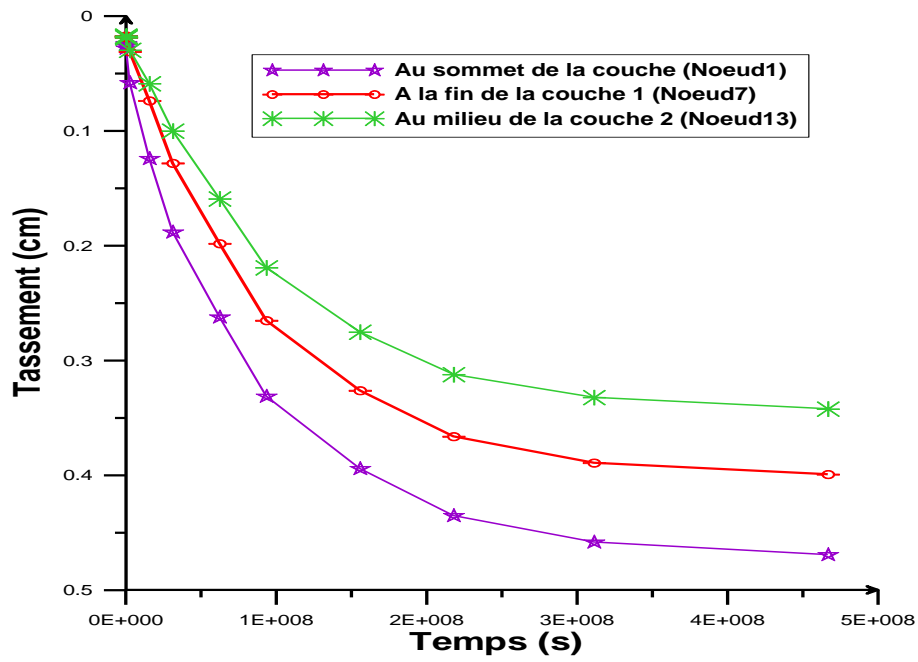


Fig. (V-11) : L'évolution de déplacement dans le temps

La figure (V-12) représente l'évolution de la pression et contrainte effective, tassement en fonction de temps, lorsque la pression démunie la contrainte augmente selon le principe de TERZAGHI

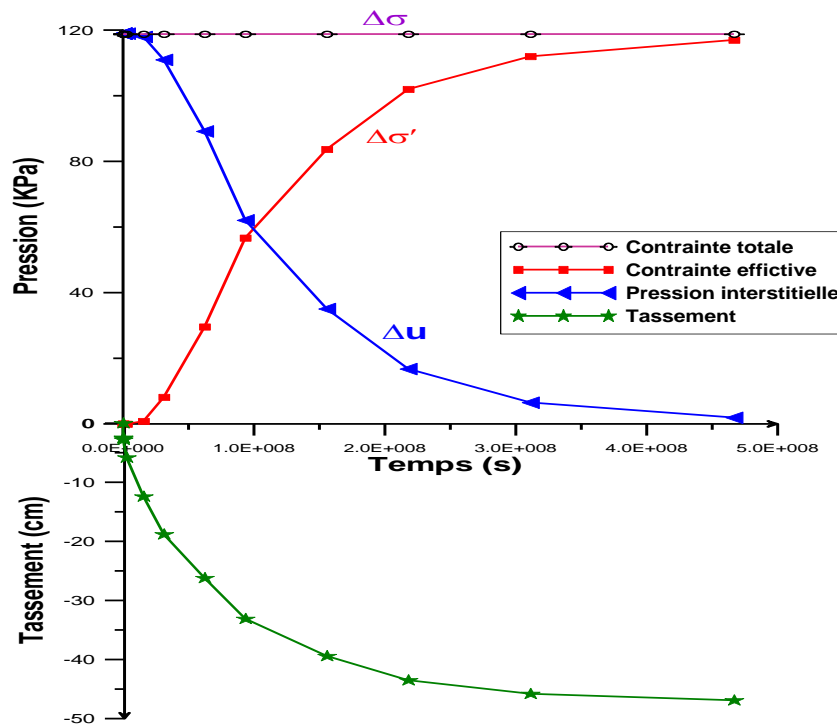


Fig. (V-12) : Evolution dans le temps l'excès de la pression interstitielle, contraintes effective et tassement

V-3-3) Modélisation bidimensionnelle avec logiciel PLAXIS 2D

Cette partie est consacrée à la modélisation numérique de remblais sur sol compressible avec le logiciel PLAXIS 2D.

V-3-3-1) Présentation du logiciel PLAXIS

Le logiciel PLAXIS est un programme d'éléments finis conçu au départ pour les problèmes en deux dimensions (2D) puis étendu à ceux de trois dimensions (3D). Il est spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour plusieurs modes d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le modèle utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

V-3-3-2) Analyses avec différents modèles

- **Le modèle Mohr-Coulomb**

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .

- **Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model H.S.M) :**

Le modèle (*HSM*) est un modèle élasto-plastique avec écouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatoire (écouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons. Le modèle HSM nécessite les paramètres de Mohr-coulombe ($C ; \varphi ; \psi$), ainsi les huit paramètres suivant :

- Les modules de déformation plastique E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} et E_{ur}^{ref}
- une pression de référence p_{ref} .
- Un coefficient de poisson ν_{ur} , et un facteur m .

- **Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M)**

Ce modèle (en abrégé **SSM**) est un modèle dérivé du Cam-Clay. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante.

Les paramètres nécessaires pour ce modèle il est suivant :

- Les trois paramètres de Mohr-Colomb, la cohésion, angle de frottement et de dilatance ;
- Indice de compressibilité λ^*
- Indice de gonflement κ^* .

- **Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M)**

Le SSM peut être utilisé pour simuler le comportement dépendant du temps des argiles mous, le modèle comprend logarithmique compression primaire et secondaire.

En plus, des paramètres de la loi SSM on prend un autre paramètre qui est caractérisé l'effet du fluage pour ce modèle μ^* .

V-3-4) Présentation de remblai dans PLAXIS

V-3-4-1) les étapes de la modélisation

A. La géométrie du modèle

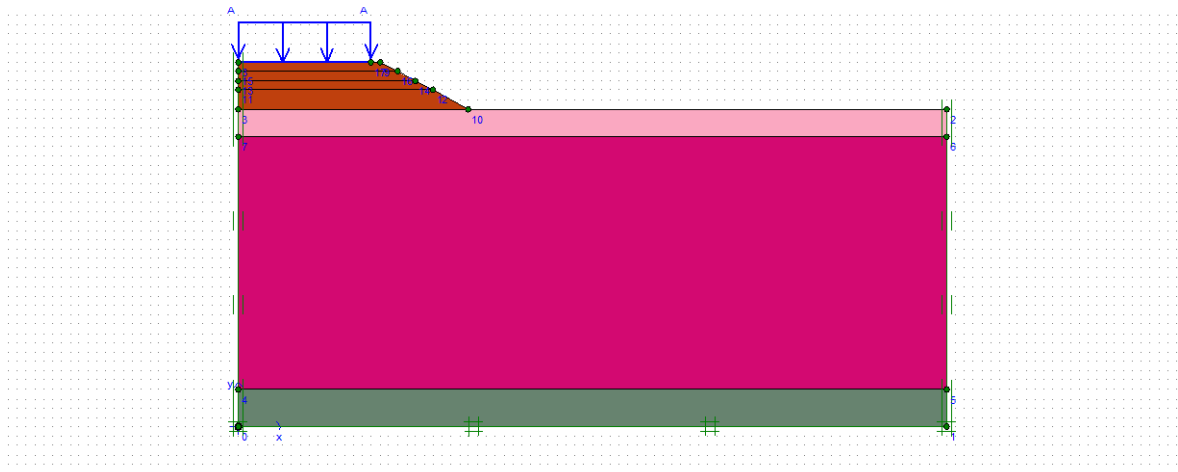


Fig. (V-13) : La géométrie du remblai

B. Les conditions aux limites

Une fois la géométrie est définie, il faut spécifier les conditions aux limites pour les champs de déplacements et de contraintes (problème mécanique) et champ de pression et flux (problème d'écoulement hydraulique). Plusieurs outils sont disponibles en PLAXIS permettent de créer une large gamme de conditions aux limites.

Pour les conditions aux limites, on a utilisé un bloc standard, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle et seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux Figure (V-14). L'intensité de surcharge des véhicules est prise égale à 10 KN/m^2 .

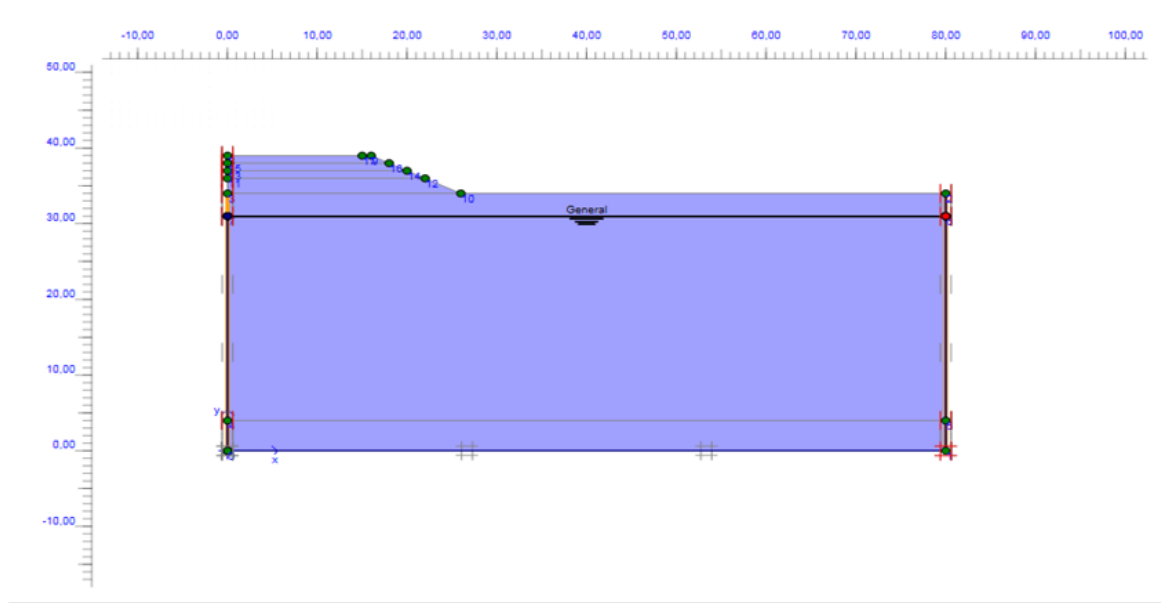


Fig. (V-14): Conditions aux limites hydrauliques

C. Définition des paramètres des matériaux

Il est convenant de définir les propriétés mécaniques et hydrauliques des différents matériaux comme données d'entrée exigées par les modèles de comportement choisis pour le calcul. Dans cette étude on a choisi pour matériaux de remblai le modèle Mohr Coulomb MC Tableau (V-9) et pour les couches d'argile on a utilisé le model SSM (*Soft Soil Model*) Tableau (V-9), de plus on doit spécifier les conditions de drainage de sol (Analyse drainée).

Tab. (V-9): Paramètre pour le modèle de Mohr-coulomb

Paramètre de modélisation	Nom	Matériaux de Remblai	Argile peu-plastique (2-1)	Argile peu-plastique (2-2)	Grave
Modèle de Matériau	Model	MC	SSM	SSM	MC
Type de comportement de matériau	Type	CD	CD	CD	CD
Poids volumique « non saturé »	γ_{unsat} (KN/m ³)	20	15.3	15.5	20
Poids volumique « saturé »	γ_{sat} (KN/m ³)	22	18.9	19.5	22
Perméabilité horizontale et vertical	$K_h=K_v$ (m /j)	3.49	8.64E-5	4.32E-5	86.4
Cohésion	C (KN/m ²)	5	22.6	14.3	0
Angle de frottement	ϕ (°)	30	16.7	15.5	36
Angle de dilatance	Ψ (°)	0	0	0	6
Coefficient de poisson	ν	0.33	–	–	0.3
Module d'Young	E (KN/m ²)	25000	5010	8040	35000
Indice de compression	λ^*	–	0.047	0.044	–
Indice de gonflement	κ^*	–	0.00712	0.00767	–

D. Génération du maillage

Lorsque le modèle géométrique est entièrement défini et les propriétés des matériaux et les conditions aux limites sont spécifiées. Le maillage est généré automatiquement Figure (V-15), ce qui est un point fort du logiciel PLAXIS.

E. Génération des contraintes initiales (procédure k_0) :

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau. Cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale σ'_{v0} . La contrainte effective horizontale initiale $\sigma'_{h,0}$ est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0 . $\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$

Dans PLAXIS, les contraintes initiales peuvent être générées en spécifiant K_0 , La génération des contraintes initiales à partir de la donnée de K_0 peut être effectuée en cliquant sur le bouton (*Générer initial stresses*) (croix rouges) dans la barre d'outils, ou en sélectionnant l'option Initial stresses depuis le menu (*Générer*). Une fenêtre apparaîtra alors et les valeurs de K_0 , ainsi que d'autres paramètres, pourront être saisies dans un tableau.

Le profile PK13+100 qui sont définie auparavant, seront modélisés par le logiciel PLAXIS, avec l'utilisation des deux lois de comportement, à savoir le modèle de Mohr Coulomb MC et le modèle des sols mous SSM (*Soft Soil Model*).

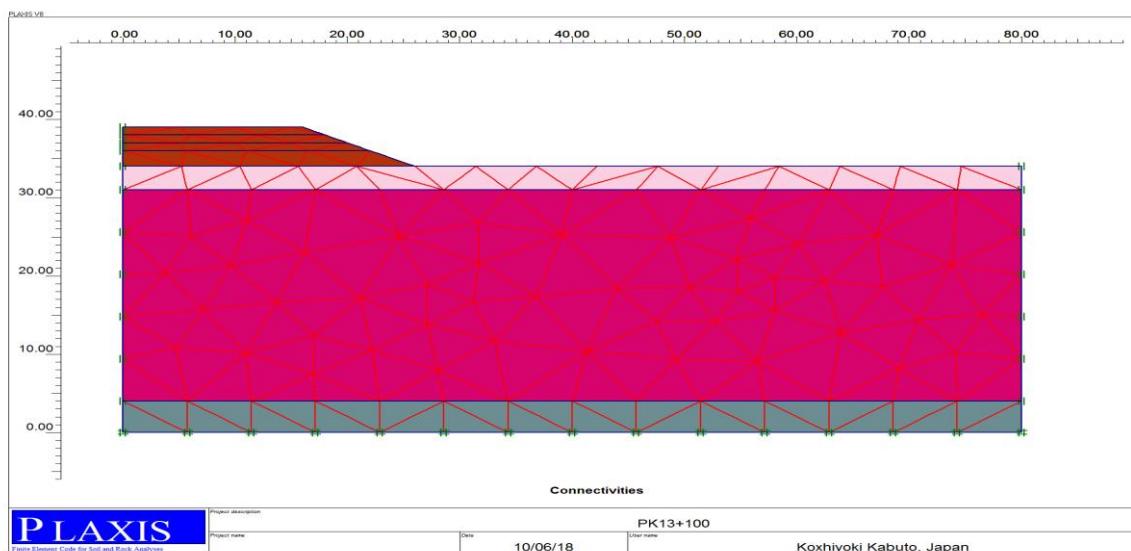


Fig. (V-15) : Génération du maillage

V-3-4-2) Les phases du calcul numérique

Le tableau (V-10), résume les phases de calcul adoptées pour la modélisation de consolidations des remblais.

Tab. (V-10) : Les phases de calcul

Etape	Phase No	Type de calcul	Entré de chargement
Initial phase	0	N/A	Stage construction
Chargement remblai P1	1	Plastic	Stage construction
Consolidation après 360 jours	2	Consolidation	Stage construction
Chargement remblai P2	3	Plastic	Stage construction
Consolidation après 720 jours	4	Consolidation	Stage construction
Chargement remblai P3	5	Plastic	Stage construction
Consolidation après 1440 jours	6	Consolidation	Stage construction
Chargement remblai P4	7	Plastic	Stage construction
Consolidation après 2880 jours	8	Consolidation	Stage construction
Chargement extérieure	9	Plastic	Stage construction
Consolidation	10	Consolidation	Minimum pore pressure

La figure (V-16) présente la déformation de maillage avec une valeur maximale de déplacement égale 95.7cm. Les figures (V-17) et (V-18) illustrent les champs des déplacements totaux, le plus grand déplacement se trouve au dessous du remblai, puis ils diminuent lorsqu'on s'éloigne de la zone chargée. En plus la distribution de déplacement suivant une coupe horizontale est donnée dans la figure (V-19).

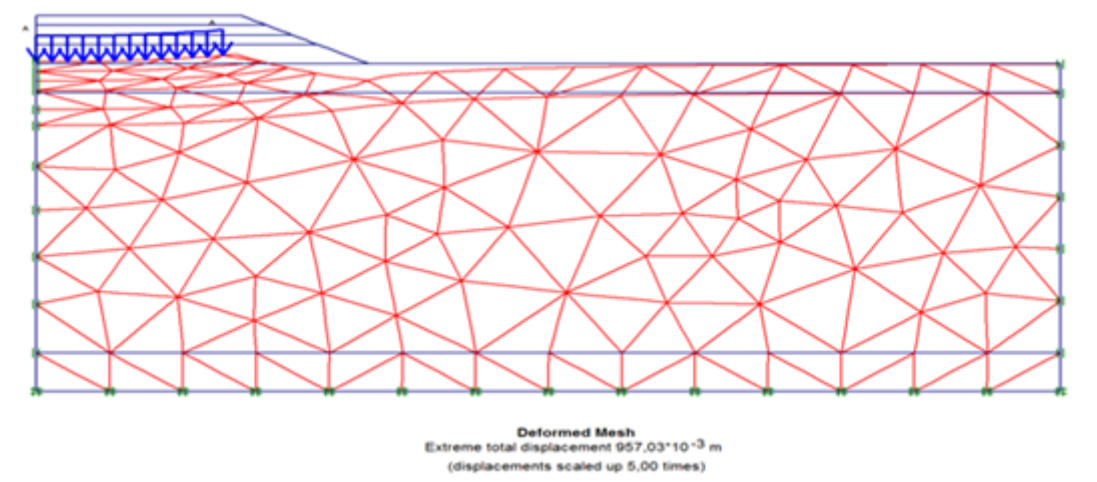


Fig. (V-16) : Déformation de maillage PK13+100

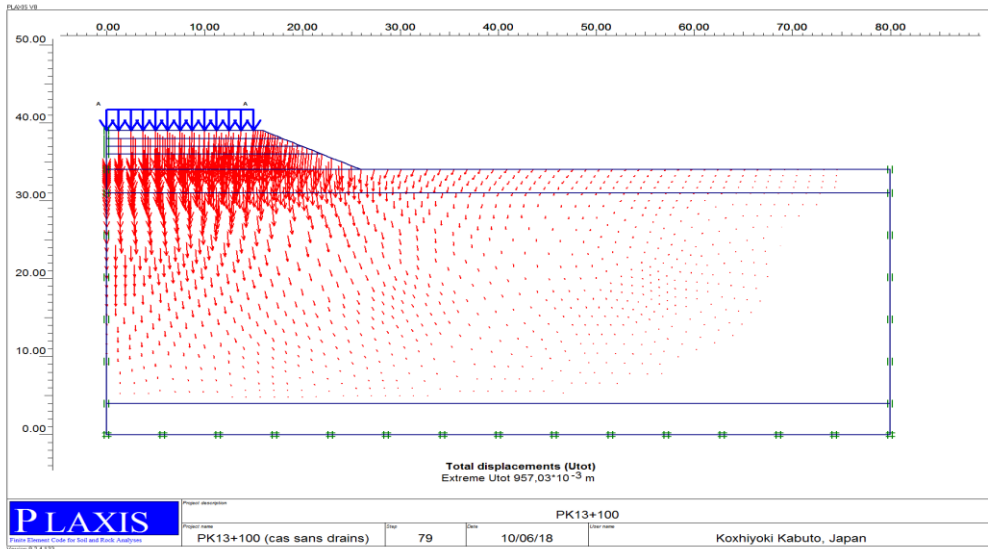


Fig. (V-17) : Le champ de déplacement total du profile PK13+100

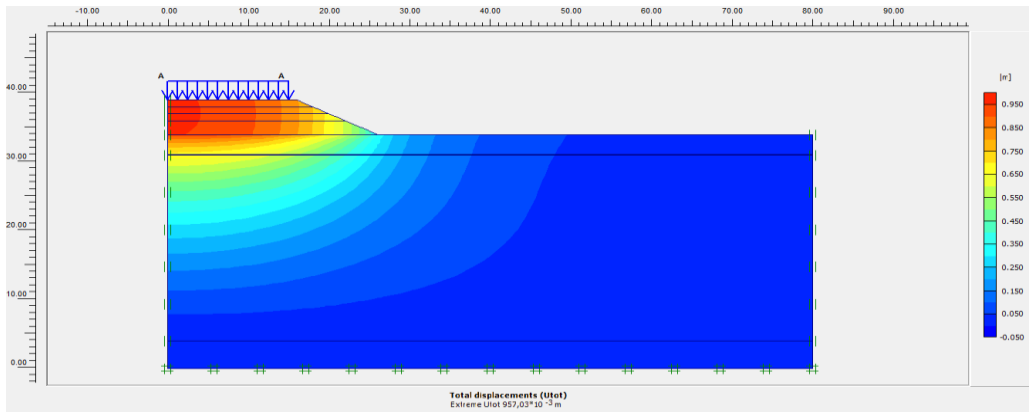


Fig. (V-18) : Le champ de déplacement total du profile PK13+100

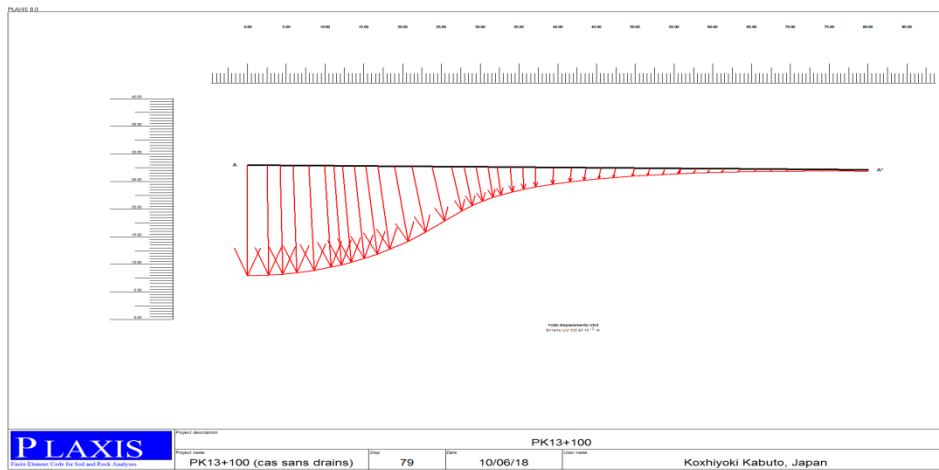


Fig. (V-19) : Variation déplacement total suivant une direction horizontale

Evolution de tassement en fonction de temps pour chaque étape de chargement dans les points **A** et **B** situé sur l'axe juste sous le remblai. Avec une valeur de tassement au point **A** est de **94.9cm** et au point **B** est de **62.3 cm** (Figure. V-20).

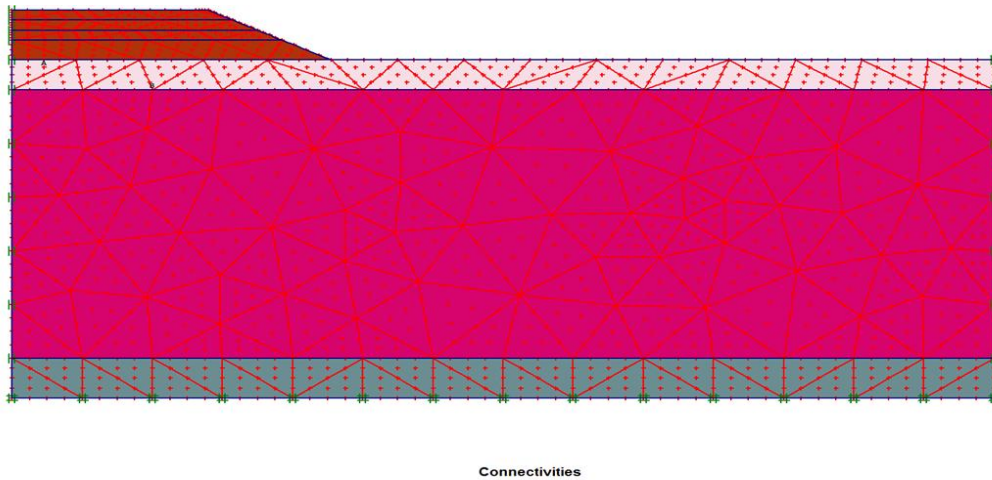


Fig. (V-20) : Position des points A et B

D'après la figure (V-21), on note que pour chaque phase de chargement, le sol met de temps pour se consolider et acquérir ainsi le tassement total. On aussi note que le tassement dans le point **A** est plus grande que le tassement dans le point **B**, c'est raisonnable car le point **B** est situé plus profond que le point **A** et comme nous savons que les contraintes due à une surcharge diminuent avec la profondeur. Il est bien de signaler que le temps nécessaire pour achever le tassement sous le poids total de remblais est estimé à environ **15 ans** et cela parait raisonnable vue l'épaisseur de la couche compressible (**30 m**) et son faible perméabilité (10^{-9} m / sec).

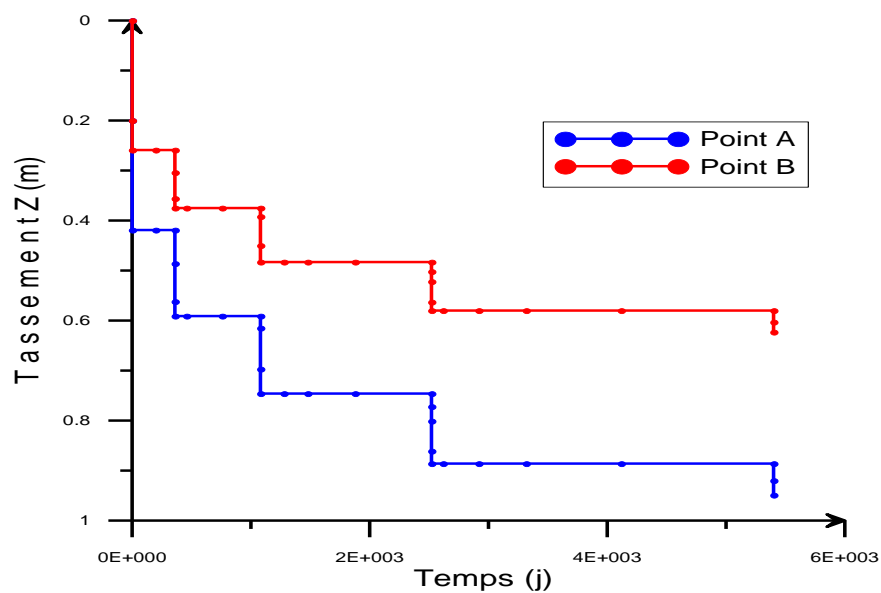


Fig. (V-21) : Evolution de tassement en fonction de temps pour chaque étape de chargement.

La figure (V-22) montre le champ des contraintes effectives dans le sol, on remarque que plus le point est profond, plus les contraintes effectives sont importantes avec une valeur maximale de **-410.37 KPa**.

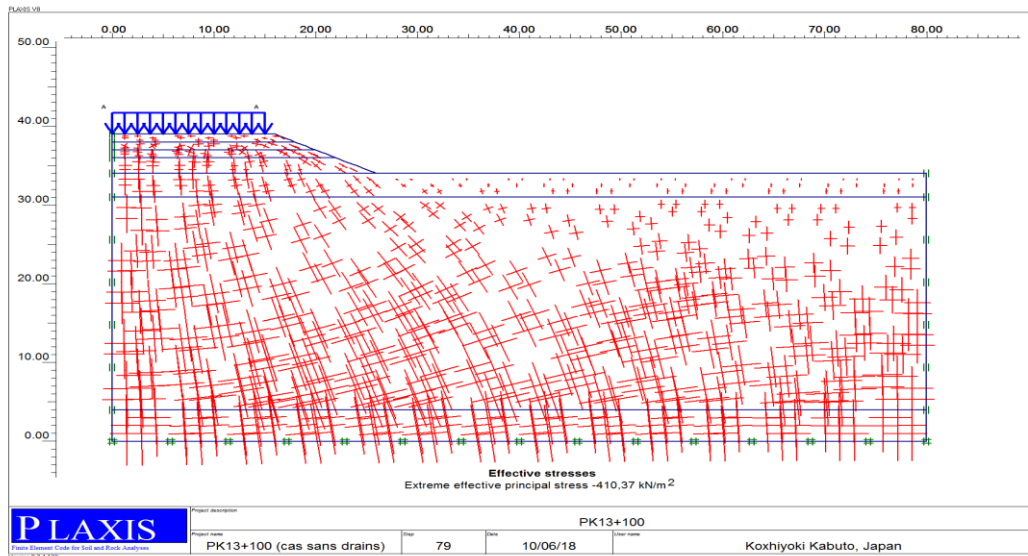


Fig. (V-22) : Les champs des contraintes effectives principales

En choisissant l'excès pression interstitielle (*pore pressure*) dans le (*menu Stress*), on obtient la distribution de surpression interstitielle maximale **-790.64x10⁻³ KPa**, les plus grandes pressions se trouvent au-dessous de remblai (la zone la plus chargée) (Figure V-23).

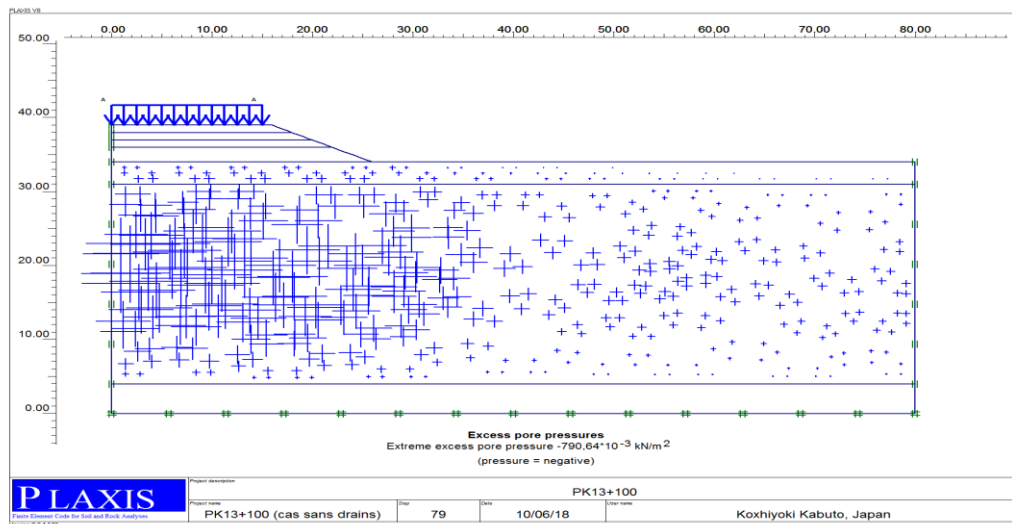


Fig. (V-23) : La distribution de l'excès de pression interstitielle

La figure (V-24) présente la distribution de l'excès de pression interstitielle suivant une coupe verticale. En remarque que la pression interstitielle au milieu plus grande par apporte au sommet et la fin de la couche d'argile.

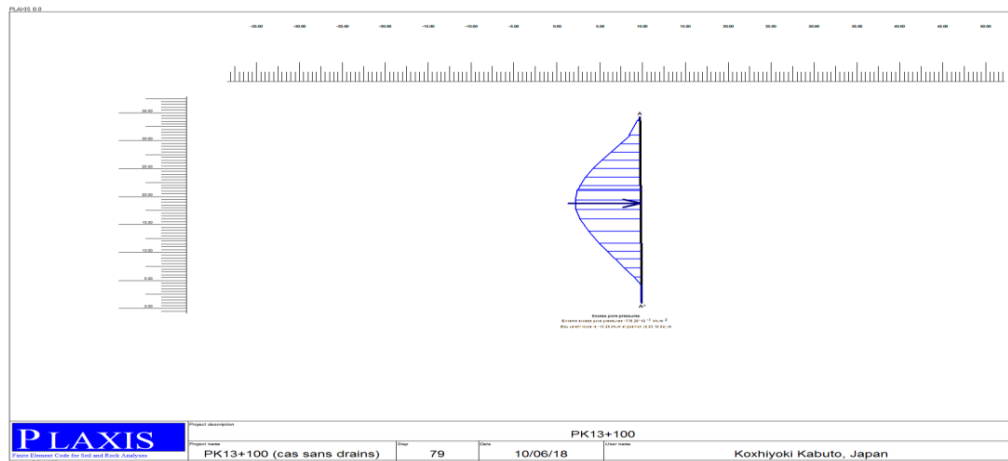


Fig. (V-24) : Coupe verticale des pressions interstitielles

V-4-) Etude paramétrique

L'objectif dans cette partie est de montrer la sensibilité des résultats d'analyse obtenus pour le tassement de remblai sur sol compressible à la fluctuation des paramètres de calcul. Nous savons bien que les données géotechniques sont toujours moins fiables à cause de différents facteurs, donc pour apprécier l'effet de leurs variations sur les résultats de calcul numérique, une étude paramétrique est accomplie dans cette partie.

On utilise le même profil du site de l'étude, avec les mêmes données et on change à chaque fois la valeur d'un seul paramètre dans des fourchettes raisonnables. Cette étude s'intéresse à l'influence des paramètres significatifs suivants :

- **Paramètres géotechnique**
 - La cohésion « C » ;
 - L'angle de frottement « ϕ » ;
 - L'indice de compressibilité « λ^* » ;
 - L'indice de gonflement « κ^* ».

V-4-1) L'effet des paramètres géotechniques

➤ Cohésion « C »

Dans le profil de référence on a pris la cohésion pour chaque couche d'argile (2-1) et (2-2) qui vient respectivement $C = 31.2 \text{ KN/m}^2$ et $C = 31.3 \text{ KN/m}^2$, Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $C + 5 \text{ KN/m}^2$
- $C - 5 \text{ KN/m}^2$

Le tableau (V-11) représente les résultats obtenus pour une étude paramétrique de l'influence de la cohésion.

Tab. (V-11) : Résultats de calcul en fonction de (C)

Profile pk13+100	(C)	(C+5)	(C-5)
Déplacement vertical m	896,76E-3	880,39E-3	917,15E-3
Contraintes effectives KN/m ²	-408,05	-407,96	-408,59

La figure (V-25) représente la variation de tassement en fonction de temps pour différents valeurs l'influence de la cohésion.

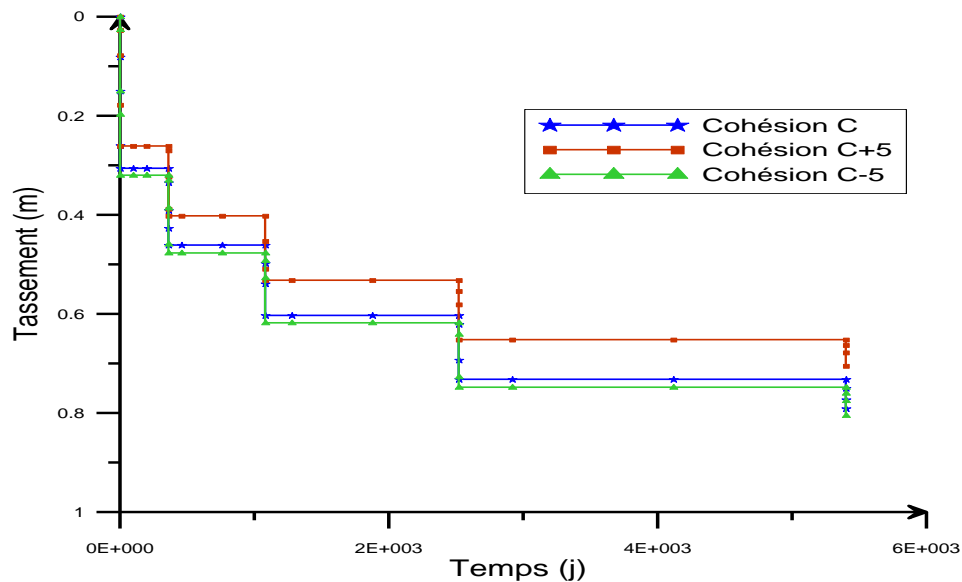


Fig. (V-25) : l'influence de la cohésion sur le tassement

➤ **L'angle de frottement « φ »**

Les angles de frottement pour chaque couche d'argile (2-1 et 2-2) sont $\varphi = 16^\circ$ et $\varphi = 17.2^\circ$ respectivement, Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $\varphi + 5$
- $\varphi - 5$

Le tableau (V-12) représente les résultats obtenus pour une étude paramétrique de l'angle de frottement.

Tab. (V-12) : Résultats de calcul en fonction de ϕ

Profile pk13+100	(ϕ)	($\phi+5$)	($\phi -5$)
Déplacement vertical m	946,15E-3	910,31E-3	982,74E-3
Contraintes effectives KN/m ²	-409,47	-407,34	-412,59

La figure (V-26) représente la variation de tassement en fonction de temps pour différents valeurs de l'angle de frottement.

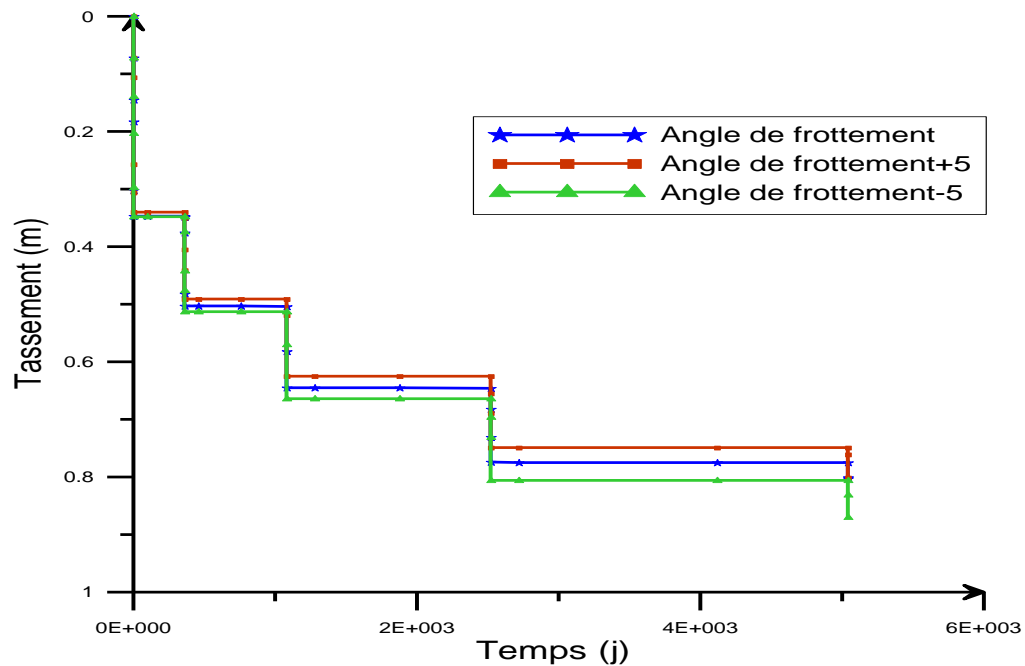


Fig. (V-26) : l'influence de l'angle de frottement sur le tassement

➤ L'indice de compressibilité « λ^* »

Dans le profil de référence on a pris l'indice de compressibilité pour chaque couche d'argile (2-1 et 2-2) sont $\lambda^* = 0.047$ et $\lambda^* = 0.044$ respectivement. Pour les l'étude paramétrique on utilise

- $\lambda^* + 5 \times 10^{-3}$
- $\lambda^* - 5 \times 10^{-3}$

Le tableau (V-13) représente les résultats obtenus pour une étude paramétrique de l'indice de compressibilité.

Tab. (V-13) : Résultats de calcul en fonction de (λ^*)

Profile pk13+100	(λ^*)	(λ^*+5E-3)	(λ^*-5E-3)
Déplacement vertical m	957,03E-3	1,06	853,02E-3
Contraintes effectives KN/m ²	-410,37	-410,39	-410,53

La figure (V-27) représente la variation de tassement en fonction de temps pour différents valeurs de l'indice de compressibilité.

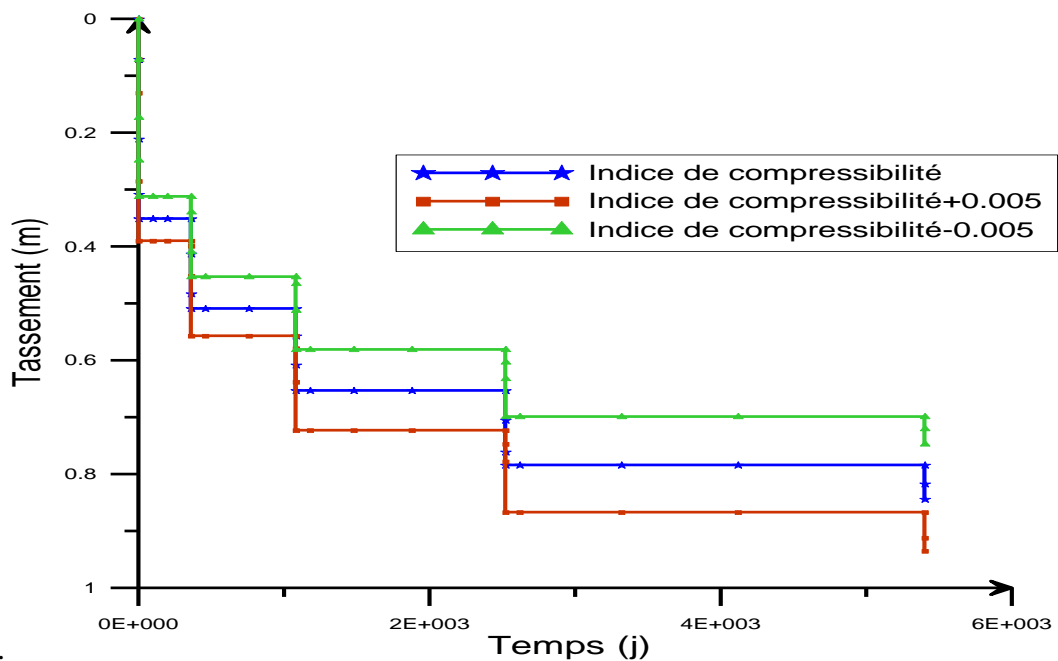


Fig. (V-27) : l'influence de l'indice de compressibilité sur le tassement

➤ **l'indice de gonflement « κ^* »**

Dans le profil de référence, l'indice de gonflement, pour chaque couche d'argile (2-1 et 2-2), a comme valeurs $\kappa^* = 0.00188$ et $\kappa^* = 0.00175$ respectivement. Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $\kappa^* + 5 \times 10^{-4}$
- $\kappa^* - 5 \times 10^{-4}$

Le tableau (V-14) représente les résultats obtenus pour une étude paramétrique de l'indice de gonflement.

Tab. (V-14): Résultats de calcul en fonction de (k^*)

Profile pk13+100	(k^*)	($k^* + 5E-4$)	($k^* - 5E-4$)
Déplacement vertical m	957,48E-3	957,65 E-3	942,77E-3
Contraintes effectives KN/m ²	-410,57	-410,87 E-3	-411,30

La figure (V-28) représente la variation de tassement en fonction de temps pour de différentes valeurs de l'indice de gonflement.

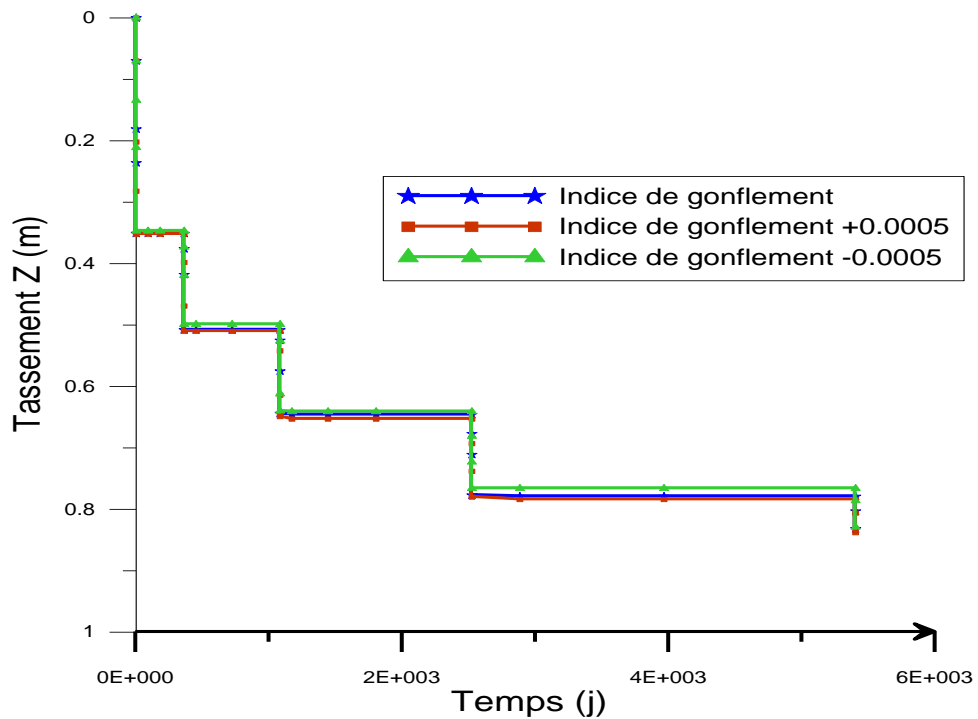


Fig. (V-28) : l'influence de l'indice de gonflement sur le tassement

➤ Discussion

Dans cette section, on a présenté les principaux résultats d'une étude paramétrique visant à évaluer l'influence de la fluctuation de différentes caractéristiques des sols, sur le comportement du remblai. La méthodologie consiste à modifier les valeurs de ces paramètres spécifiques à la fois. Les résultats sont en suite comparés au cas de référence, les tableaux (V-11) ;(V-12) ;(V-13) ;(V-14).

D'après les résultats obtenus, on peut dire que :

- On ce qui concerne les paramètres de résistance de sol la cohésion et l'angle de frottement, les valeurs de tassement sont inversement proportionnel à ces paramètres le sol devient plus rigide.
- La valeur de tassement est proportionnelle à la valeur de l'indice de compressibilité.
- L'indice de gonflement n'a aucun effet sur la valeur de tassement ce qui est logique.

V-5-) Modélisation du remblai sur sol compressible renforcé par les drains verticaux

On utilise le même profil du site de l'étude, avec les mêmes données qui sont déjà définies auparavant, On obtient alors la figure (V-29) :

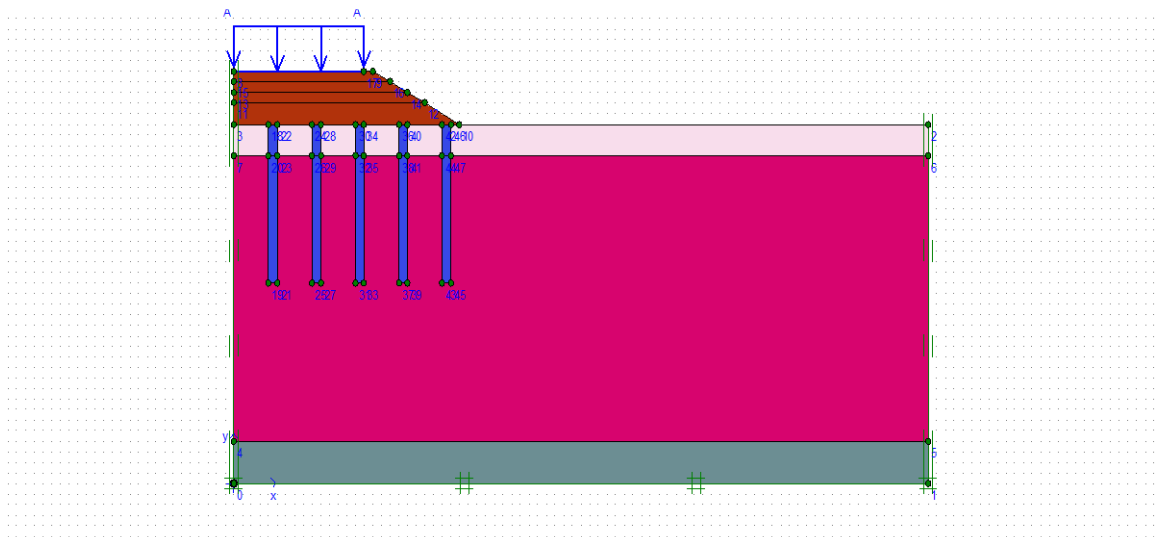


Fig. (V-29) : Géométrie du problème

A. Paramètre des drains

Les propriétés générales du sable utilisé sont présentées dans le tableau suivant :

Tab. (V-15) : Valeurs des paramètres des drains de sable

Modèle	Paramètre de modélisation	Matériaux de sable
MC	γ_{unsat} (KN/m ³)	19.5
	γ_{sat} (KN/m ³)	21
	$K_h=K_v$ (m /j)	80
	C (KN/m ²)	0
	ϕ (°)	36
	Ψ (°)	0
	V	0.3
	E (KN/m ²)	50000
	H (m)	15
	D (m)	1
	Espacement entre les drains (m)	4

B. Le maillage

La génération automatique du maillage est illustrée dans la Figure (V-30) :

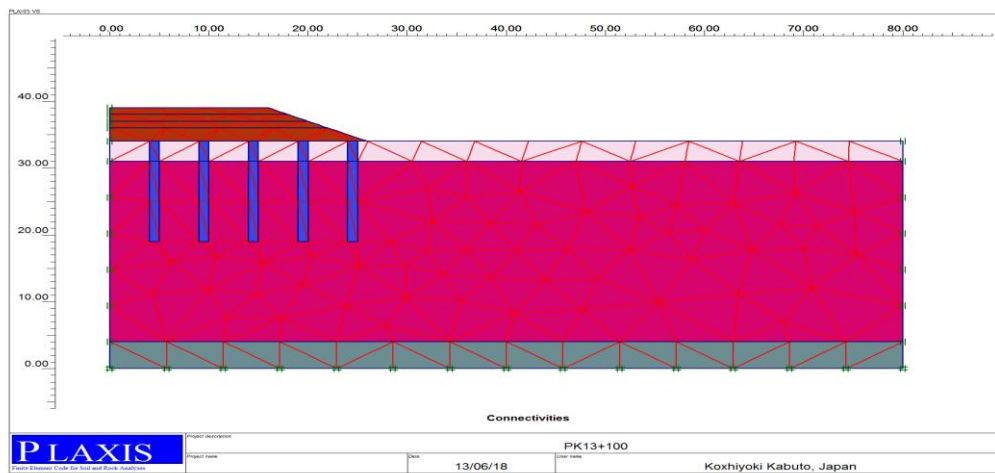


Fig. (V-30) : Maillage du problème

C. Condition initiale

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales pour générer les pressions interstitielles initiales ou bien « mode des conditions hydrauliques » sont montrées dans la Figure (V-31) :

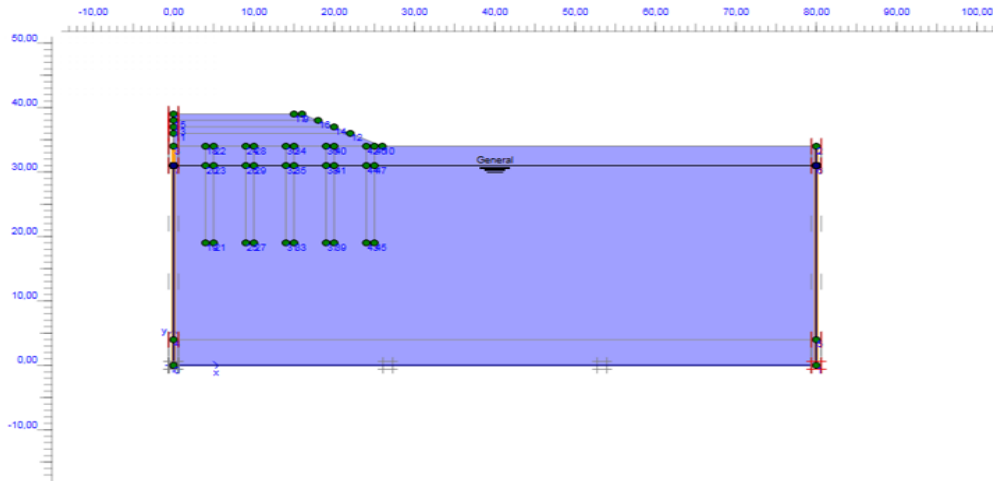


Figure (V-31): Mode des conditions hydrauliques

D. Les phases du calcul numérique

Tab. (V-16) : Les phases de calcul

Etape	Phase No	Type de calcul	Entré de chargement
Initial phase	0	N/A	Stage construction
Chargement des drains	1	Plastic	Stage construction
Consolidation après 200 jours	2	Consolidation	Stage construction
Chargement remblai P1	3	Plastic	Stage construction
Consolidation après 360jours	4	Consolidation	Stage construction
Chargement remblai P2	5	Plastic	Stage construction
Consolidation après 720 jours	6	Consolidation	Stage construction
Chargement remblai P3	7	Plastic	Stage construction
Consolidation après 1440 jours	8	Consolidation	Stage construction
Chargement remblai P4	9	Plastic	Stage construction
Consolidation après 1500 jours	10	Consolidation	Minimum pore pressure
Chargement extérieure	9	Plastic	Stage construction
Consolidation	10	Consolidation	Minimum pore pressure

V-5-1) Résultats et discussion

- Le maillage déformé

La déformation de maillage est représentée sur la figure (V-32).avec une valeur de maximal de déplacement et égale **92.6 cm**.

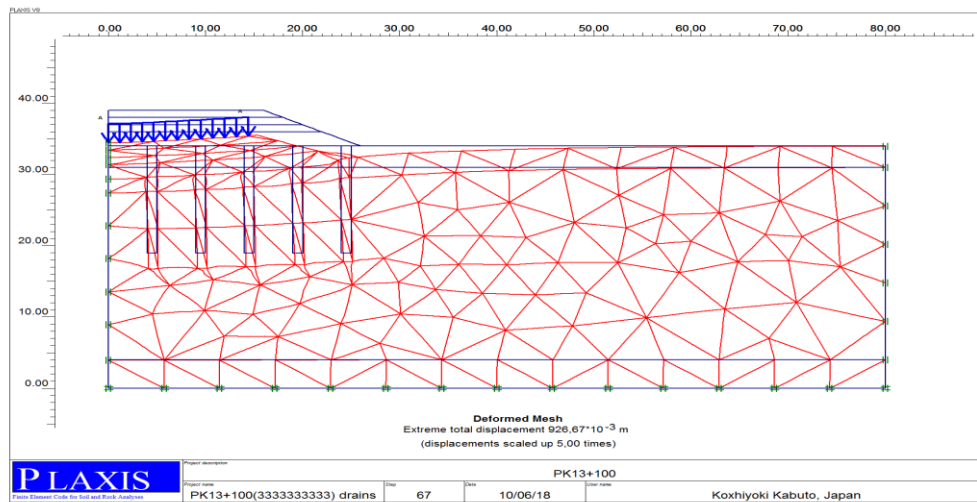


Fig. (V-32) : Le maillage déformé

- Les déplacements totaux

La variation des déplacements totaux obtenue due aux chargements est représentée dans la figure (V-33), on voit que les grands déplacements se situent au voisinage de la surface de sol sous le remblai et dans les drains verticaux et cela est probablement dû à l'effet des voûtes. Loin de la zone chargée n'est influencé par les surcharges apportées par le remblai figure (V-34).

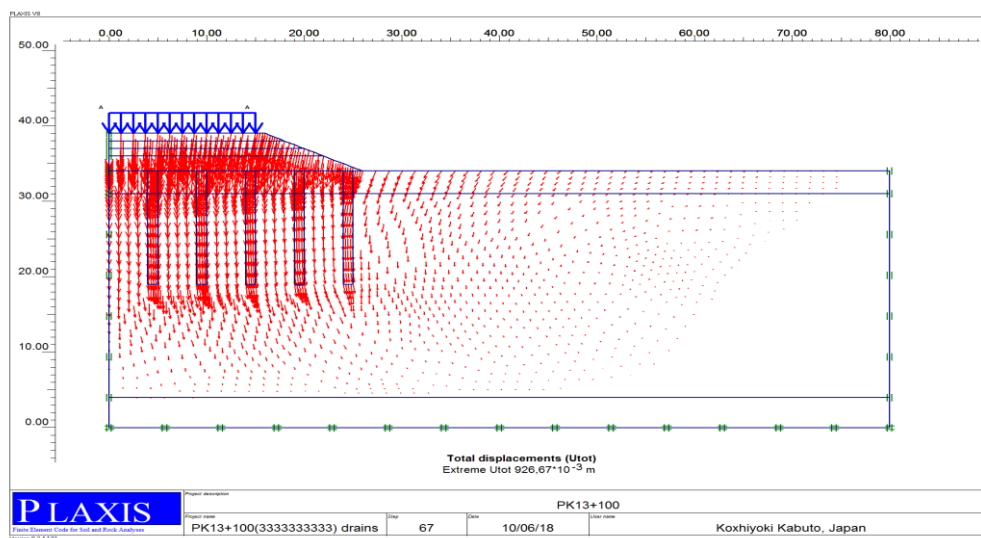


Fig. (V-33) : champs de déplacement

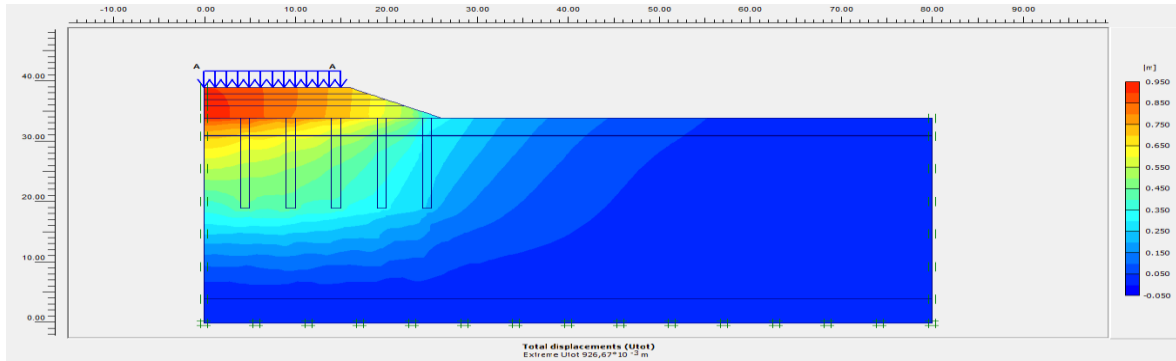


Fig. (V-34):Déplacement total nuances de couleurs (agrandissement)

La figure. (V-35) représente la variation de déplacement verticale suivant une direction horizontale, il est bien montré que les grands déplacements sont enregistrés sous le remblai.

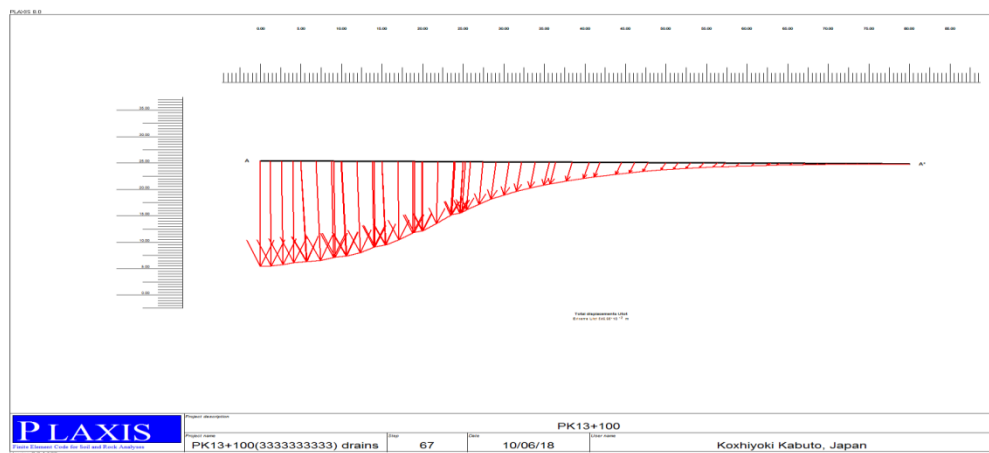


Fig. (V-35) : Variation déplacement total suivant un plan horizontal

Evolution de Tassement en fonction de temps pour le point A, et représenté dans la Figure (V-36), selon ces résultats, on enregistre un tassement de **91.4 cm** au point A durant une période à **3500 j.**

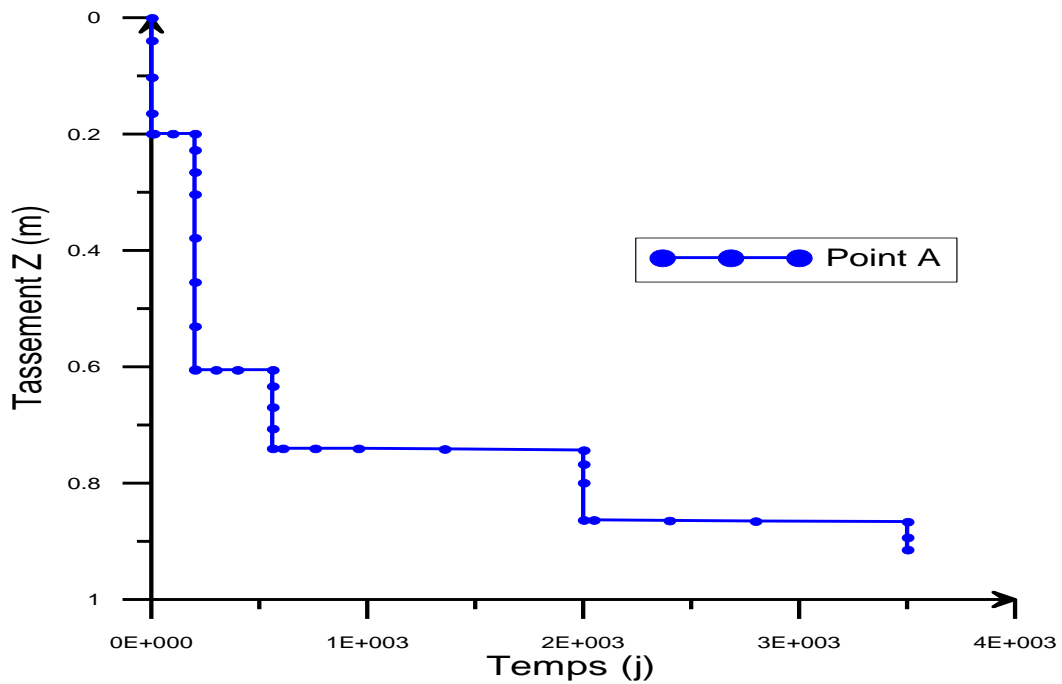


Fig. (V-36): Evolution de Tassement en fonction de temps pour le point A

Le rôle principal des drains verticaux est de réduire considérablement la durée nécessaire pour obtenir une consolidation totale, cependant dans notre étude la durée de consolidation est diminuée de 15 ans à 9 ans ce qui n'est pas suffisant de point de vue pratique.

La figure (V-37) montre la distribution des pressions interstitielles, il est clair que la pression au voisinage des drains est très faible et cela paraît logique, car les drains permettent à l'eau de s'évacuer rapidement. La plus grande pression est enregistrée au milieu de la couche d'argile en s'éloignant de la zone drainée.

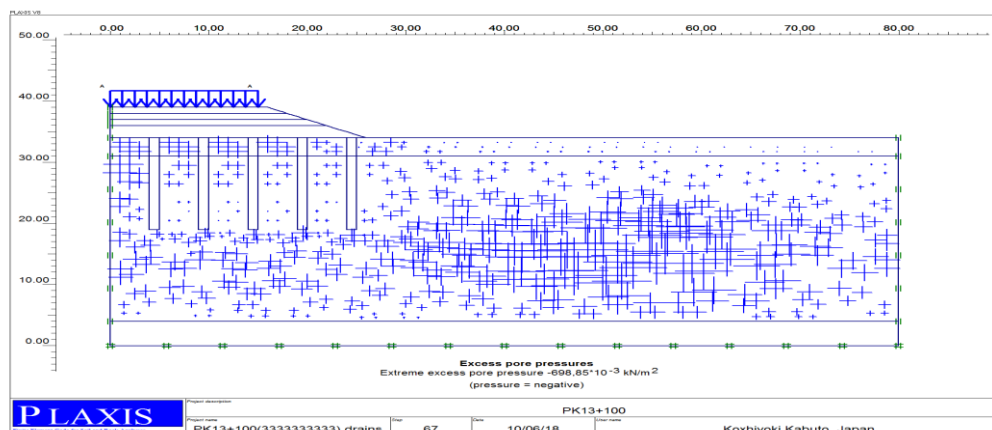


Fig. (V-37) : Représentation des surpressions interstitielles

La figure (V-38) montre la distribution des contraintes effectives, comme le cas précédent les plus grandes valeur est obtenu en profondeur.

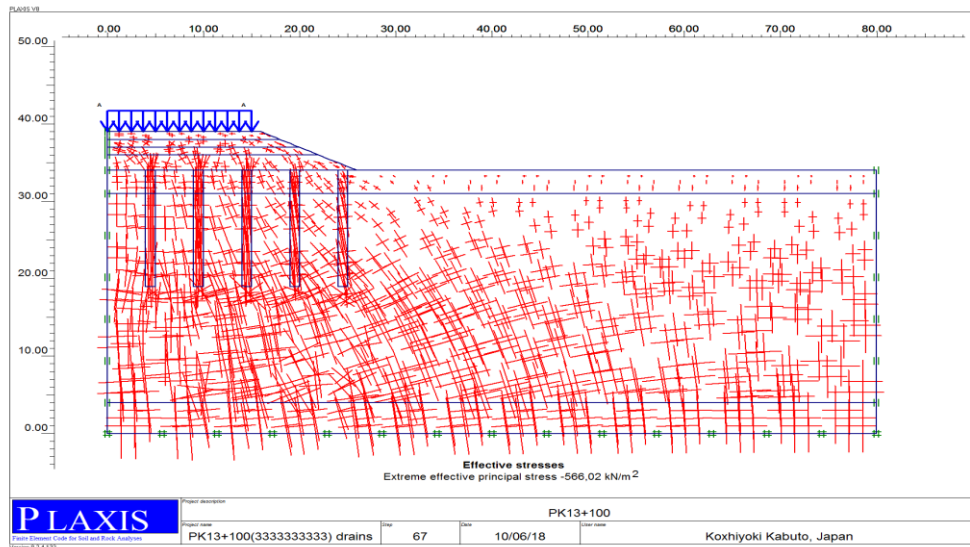


Fig. (V-38) : les champs des contraintes effectives principales

V-6-) Conclusion

La consolidation unidimensionnelle soit par la solution de l'équation de TERZAGHI ou par MEF permettant de nous donner un aperçu sur l'amplitude de tassement et la durée nécessaire pour la consolidation totale.

Le phénomène de consolidation dépend de la dissipation de la pression interstitielle Δu , lorsque le sol est peu perméable est de grande épaisseur la consolidation sera achever à grande période.

Les paramètres de résistance diminuent le tassement total du sol, cependant les paramètres de compressibilité augmentent.

Les drains verticaux de sable accéléré le tassement ce qui réduit le temps nécessaire de la consolidation total, et généralement augmente la capacité portante du sol.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a comme objectif l'étude et modélisation de la consolidation des sols argileux. Ce phénomène couplé et complexe décrit l'évolution de tassement des sols suite à la dissipation du gradient de la pression interstitielle générée par l'application des surcharges apportées par les ouvrages.

Dans une première étape, nous avons étudié le phénomène de consolidation unidirectionnelle d'un échantillon représentant l'essai oedométrique, la solution de l'équation de TERZAGHI et la modélisation à l'aide de la méthode des éléments finis. Selon cette étude on peut conclure que :

- L'approche unidimensionnelle simplifiée nous permet d'avoir une idée sur l'amplitude de tassement attendu et le temps nécessaire pour achever une consolidation totale.
- La forme des courbes de la pression interstitielle, obtenue suivant la hauteur de l'échantillon, est sous forme d'isochrones (Double drainage), et que cette surpression tend vers zéro (dissipation totale) pendant une période d'environ cinq heures ;
- Les résultats obtenus par les deux approches montrent que les allures des courbes de pressions interstitielles en fonction de temps sont similaires ;
- L'évolution dans le temps de degré de consolidation et ainsi le déplacement est en fonction de la diminution de la pression interstitielle (Phénomène Couplé) ;
- La méthode des éléments finis s'avère un outil puissant et efficace, le traitement des problèmes aux conditions limites se fait d'une manière globale, elle permet d'obtenir simultanément les déplacements et les pressions dans les nœuds et les contraintes effectives au point d'intégration de Gauss. [11]

La deuxième étape concerne l'étude du comportement d'un remblai reposant sur sols compressibles, appartient au tracé de la pénétrante reliant la ville de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest.

- Pour accomplir une bonne modélisation numérique, on a toujours besoin des données fiables, faute de quoi ces calculs n'ont aucune signification pratique ;

- Le tassement total maximum obtenu par l'analyse en 2D (Plaxis) est environ 95.7 cm, soit le double du tassement obtenu par l'approche unidimensionnel 46.9 cm, cela est due principalement au déplacement latérale ;
- Les plus grandes pressions sont enregistrées sous le remblai, puis diminuent lorsqu'on s'éloigne de la zone chargée ;
- Il est bien de signaler que le temps nécessaire pour achever le tassement total par consolidation sous le poids total de remblais est estimé à environ 15 ans et cela peut attribuer à l'épaisseur importante de la couche compressible (30 m) et son faible perméabilité (10^{-9} m / sec) ;
- L'étude paramétrique montre que l'augmentation des paramètres de résistance réduit le tassement final, cependant le tassement augmente avec l'indice de compression ;
- Les drains verticaux représentent une solution adéquate pour accélérer les tassements et par conséquent réduire le temps de réalisation des projets toute en assurant une bonne stabilité des ouvrages au futur. Cependant les résultats obtenus par cette étude à l'aide du logiciel Plaxis ne sont pas satisfaisants vue la réduction de temps de tassement ne dépasse pas les 40%.

Finalement ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine géotechnique, de comprendre le problème des sols compressibles et les techniques envisagées pour le remédier durant la réalisation d'un ouvrage comme les remblais. La simulation numérique nous a permis de nous familiariser avec le code de calcul Plaxis.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Les Références Bibliographiques

- [6] **Agence Nationale des Autoroutes** « Etudes d'avant projet Détaillé de la liaison Autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif sur 100 Km »
- [8] **ALAIN HOLEYMAN** ; « Amélioration des sols »
Université Catholique de Louvain.
- [3] **ARABET. L ; 2010:** « Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre ». Mémoire Magister, université de SKIKDA.
- [5] **BEKBOUKI. A, NEMER. Z ; 2015** :« Etude et modélisation des remblais sur des sols compressible »
Mémoire Master, université de JIJEL.
- [12] **Consolidation par MAGNAN. J. P** ; « Déformation des sols. Tassement »
- [7] **CORDARY. D ; 1994** :« Mécanique des sols »
Technique et documentation.
- [10] **E. MOSTAPHA. JAOUHAR ; 2012** : « Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation des sols fins et de résidus miniers ». Mémoire de diplôme de maitrise et sciences appliquées, université de MONTREAL.
- [11] **GOURDACHE. G** ; « Stabilité d'un remblai sur sol compressible renforcé par drains de Sable ». Mémoire de magister, université de BATNA.
- [9] **IYATHURAI SATHANANTHAN ; 2005** : « Modelling of vertical drains with smear Installed in soft clay ». Université de Wollongong.
- [4] **Mécanique des sols 1-Chapitre 3** ; « Déformation des sols ».

Référence Bibliographiques

[1] OUAI. A, SECHIER. M. B ; 2000 : « Problème de consolidation (Etude comparative entre les résultats expérimentaux et numériques) ».

Mémoire Magister, université de LAGHOUAT.

[13] Règles parasismique Algériennes (RPA).

[2] ROBERT. D. HOLTZ, WILLIAM. K ; 1991 : « Introduction à la géotechnique »
Edition de l'école polytechnique de MONTREAL.

[14] YAME ABLDOUL KADER KOUAMA ; 2012-2013 : « Mécanique des sols – géotechniques et modalisation des terrains ».

Mémoire de master, université THIES.

Annexe

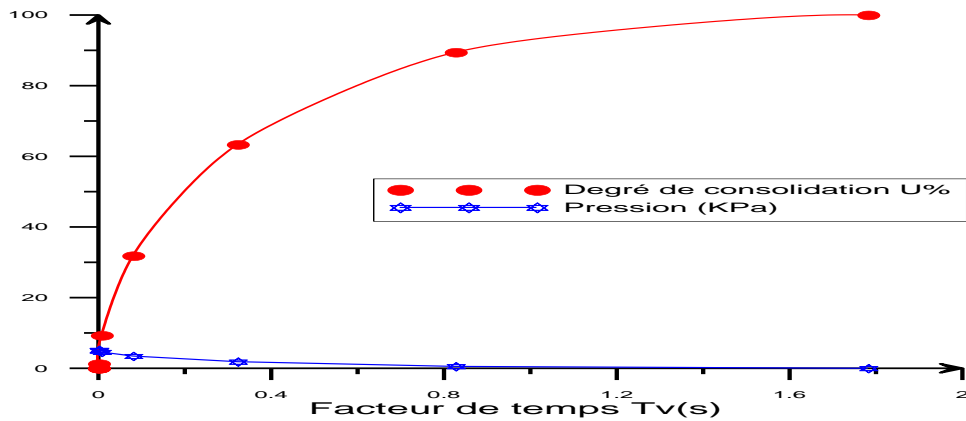
Annexe A

Tab. (A-1) : La distribution de la pression en fonction de la profondeur.

	t_1	t_2	t_3	t_4	t_5	t_6	t_7	t_8	t_9	t_{10}	t_{11}
PROF	Δu_1 (kN/m ²)	Δu_2 (kN/m ²)	Δu_3 (kN/m ²)	Δu_4 (kN/m ²)	Δu_5 (kN/m ²)	Δu_6 (kN/m ²)	Δu_7 (kN/m ²)	Δu_8 (kN/m ²)	Δu_9 (kN/m ²)	Δu_{10} (kN/m ²)	Δu_{11}
0 m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.003 m	5.129	5.078	4.647	3.944	3.102	2.385	1.659	0.886	0.255	0.021	0
0.007 m	4.950	5.079	5.079	5.057	4.850	4.296	3.175	1.70	0.491	0.040	0
0.0095m	5.204	5.080	5.080	5.078	5.014	4.607	3.462	1.862307	0.536	0.044	0
0.012 m	4.950	5.079	5.079	5.057	4.850	4.296	3.175	1.705	0.491	0.040	0
0.016 m	5.129	5.078	4.647	3.944	3.102	2.385	1.659	0.886	0.255	0.021	0
0.019 m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab. (A-2): Les valeurs moyennes de degré de consolidation et pression interstitielle en fonction de facteur de temps.

T_v (s)	U%	Δu_{moy} (kN/m ²)
0.0004682378	0	5.204037
2.29468E-008	0	5.080868
2.491178E-013	0	5.080003
4.167268E-008	0.02303461	5.07883
0.0001290096	1.281641	5.014893
0.006791458	9.29901	4.60761
0.07960141	31.83579	3.462742
0.3216129	63.34041	1.862307
0.8260944	89.44451	0.536219
1.835071	99.12492	0.04445393
3.646914	100	0

Fig. (A-1) : L'évolution de degré de consolidation et de la pression interstitielle en fonction de T_v .

Tab. (A-3) : La distribution de la pression en fonction de la profondeur.

PROF	t ₁ Δu ₁ (kN/m ²)	t ₂ Δu ₂ (kN/m ²)	t ₃ Δu ₃ (kN/m ²)	t ₄ Δu ₄ (kN/m ²)	t ₅ Δu ₅ (kN/m ²)	t ₆ Δu ₆ (kN/m ²)	t ₇ Δu ₇ (kN/m ²)	t ₈ Δu ₈ (kN/m ²)	t ₉ Δu ₉ (kN/m ²)	t ₁₀ Δu ₁₀ (kN/m ²)	t ₁₁ Δu ₁₁ (kN/m ²)
0 m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.003 m	20.548	20.373	19.684	17.684	14.539	11.488	8.455	5.497	2.445	0.484	0
0.007 m	19.801	19.684	20.350	20.341	20.091	18.913	15.760	10.563	4.704	0.932	0
0.0095m	20.876	20.371	20.350	20.350	20.320	19.799	17.063	11.531	5.137	1.0186	0
0.012 m	19.801	19.684	20.350	20.341	20.091	18.913	15.760	10.563	4.704	0.932	0
0.016 m	20.548	20.373	19.684	17.684	14.539	11.488	8.455	5.497	2.445	0.484	0
0.019 m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab. (A-4): Les valeurs moyennes de degré de consolidation et pression interstitielle en fonction de facteur de temps.

Tv (s)	U%	Δu _{moy} (kN/m ²)
0.0005266738	0	20.87698
8.677996E-007	0	20.37139
4.415713E-013	0	20.35002
5.802522E-012	0.0002718	20.34995
1.626961E-006	0.1439275	20.32071
0.000574301	2.704114	19.79971
0.0204828	16.14916	17.06365
0.1474798	43.33327	11.53168
0.4727539	74.75398	5.137567
1.128389	94.99417	1.018687
3.646914	100	0

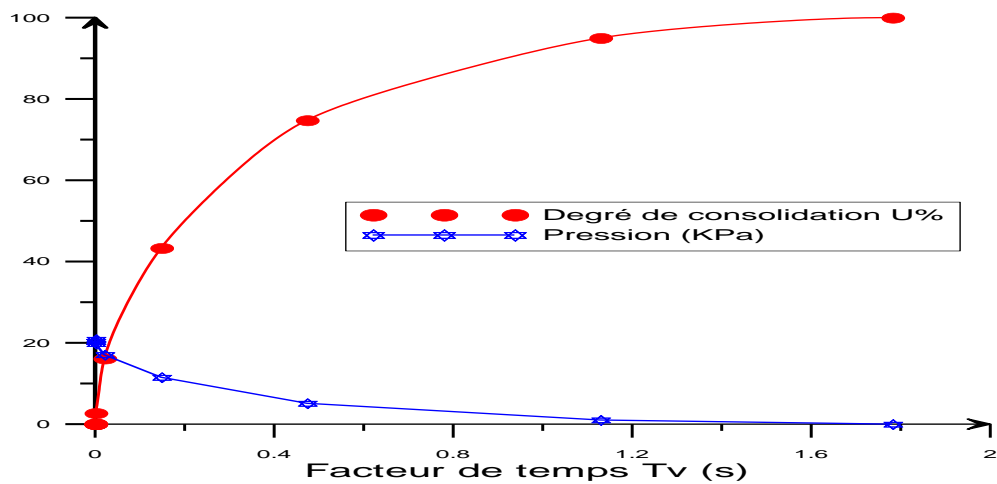


Fig. (A-2) : L'évolution de degré de consolidation et de la pression interstitielle en fonction de T_v.

