



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

**Influence des tassements sur la stabilité des bacs de
stockage énergétique.**

Présenté par :

LAGAGNA Lotfi

LAIMOUCHE Amar Amine

Soutenu le 19/06/2016 devant le jury composé de :

Mme BOUAYAD	Djamila	Président
Mr SADAoui	Omar	Encadreur
Mr BENDADOUCHE	Hocine	Examineur

2015/2016

REMERCIEMENTS

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à DIEU tout puissant qui nous a donné la volonté, le courage et la force pour élaborer ce travail.

Nous remercions profondément nos familles qui nous ont soutenus durant le cursus.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à Monsieur Omar Sadaoui, enseignant à l'université de Bejaia, pour nous avoir guidé tout au long de ce travail, nous le remercions de sa disponibilité, pour ses conseils avisés et son aide précieuse pour la rédaction de ce mémoire.

Nous exprimons nos sincères remerciements à Mr Bellache, pour nous avoir acceptés au sein de l'entreprise NAFTAL, et à Mr Natouri pour nous avoir pris en charge sur le chantier.

Nous remercions les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner et d'évaluer ce modeste travail.

Nos remerciements sont adressés aux enseignants du département du Génie civil, ayant contribué à notre formation.

On dédie ce modeste travail :

A nos chers parents.

A nos frères et sœurs.

A nos familles.

A nos amis (es).

A toute la promotion M2 Géotechnique 2016.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I Prévision des tassements et leurs impacts sur les ouvrages.	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Composantes du tassement	2
I.3. Les différents types de tassements.....	3
I.3.1. <i>Les tassements uniformes</i>	3
I.3.2. <i>Les tassements différentiels</i>	3
I.4. Les tassements suivant le type de sol.....	4
I.4.1. <i>Tassement des sols grenus</i>	4
I.4.2. <i>Tassement des sols fins</i>	4
I.5. Cause des tassements	4
I.6. Les méthodes de calcul des tassements	5
I.6.1. <i>Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique</i>	5
I.6.2. <i>Calcul des tassements par les résultats de l'essai préssiométrique</i>	9
I.7. Généralités sur les bacs de stockage énergétiques	12
I.7.1. <i>Réservoirs à toit fixe</i>	13
I.7.2. <i>Réservoirs à toit flottant</i>	14
I.8. Influence des tassements sur la structure de l'ouvrage.....	15
I.8.1. <i>Tassement uniforme du réservoir</i>	16
I.8.2. <i>Tassements non uniformes</i>	17
I.8.3. <i>Dégradations liées au fonctionnement cyclique</i>	19
I.9. Influence des tassements sur la viabilité	19
I.10. Comportement des fondations d'ouvrages sur les sols mous de Bejaïa renforcés par des colonnes ballastées :.....	20
I.11. Conclusion	21
CHAPITRE II Caractéristiques techniques de l'ouvrage et descente de charges.....	22
II.1. Introduction	22
II.2. Présentation du projet	22
II.2.1. <i>Présentation de l'entreprise</i>	22
II.2.2. <i>Infrastructures</i>	22
II.2.3. <i>Description de l'ouvrage</i>	22
II.3. Caractéristiques du projet.....	23
II.3.1. <i>Présentation infrastructure</i>	23

II.3.2. <i>Présentation superstructure</i>	23
II.4. Calcul de la descente de charge.....	24
II.5. Situation géographique	25
II.6. Contexte géologique et géotechnique	26
II.7. Contexte climatologique	26
II.8. Contexte sismologique de la ville de Bejaia.....	27
II.9. Conclusion.....	27
CHAPITRE III Investigation géotechnique et dimensionnement des fondations.	28
III.1. Reconnaissance géotechnique	28
III.1.1. <i>Introduction</i>	28
III.1.2. <i>Reconnaissance in-situ</i>	28
III.1.3. <i>Niveau d'eau dans les trous de forages</i>	30
III.1.4. <i>Essais au laboratoire</i>	30
III.1.5. <i>Potentiel de liquéfaction des sols</i>	32
III.1.6. <i>Conclusion</i>	33
III.2. Calcul de la capacité portante du sol	33
III.3. Distribution des contraintes dans le sol :	35
III.4. Calcul de tassement	38
III.4.1. <i>Calcul de tassement avec l'essai œdométrique</i>	39
III.4.2. <i>Vérification des résultats du tassement vis-à-vis de la réglementation</i>	42
III.5. Conclusion	43
CHAPITRE IV Renforcement du sol.	44
IV.1. Introduction.....	44
IV.2. Variation de substitution du sol.....	44
IV.2.1. <i>Etapas de réalisation de la substitution</i>	44
IV.3. Renforcement par colonnes ballastées	45
IV.3.1. <i>Définition</i>	45
IV.3.2. <i>Le domaine d'utilisation</i>	45
IV.3.3. <i>Caractéristiques des colonnes ballastées</i>	46
IV.3.4. <i>Méthodes d'exécution</i>	47
IV.3.5. <i>Dispositions constructives</i>	50
IV.3.6. <i>Contrôle et réception des travaux</i>	50
IV.4. Dimensionnement de réseau de colonnes ballastées.....	53
IV.4.1. <i>Introduction</i>	53
IV.4.2. <i>Méthode de PRIEBE</i>	53
IV.4.3. <i>Application de la méthode</i>	54

IV.5. Conclusion	71
CHAPITRE V Modélisation numérique.	72
V.1. Introduction	72
V.2. Modélisation elastoplastique.....	72
V.2.1. <i>Aperçu sur Plaxis 2D</i>	72
V.2.2. <i>Modélisation du sol vierge</i>	76
V.2.3. <i>Modélisation des colonnes ballastées</i>	79
V.3. Etude de dimensionnement du radier en béton armé	82
V.3.1. <i>Aperçu Robot Millenium V.21.2</i>	82
V.3.2. <i>Description du modèle réalisé</i>	85
V.3.3. <i>Exploitation des résultats</i>	86
V.3.4. <i>Ferraillage du radier</i>	87
V.3.5. <i>Schéma de ferraillage</i>	90
V.4. Conclusion	91
CONCLUSION GENERALE	92

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1. Composantes du tassement.	2
Figure I. 2. Tassement uniforme.	3
Figure I. 3. Tassement différentiel.	3
Figure I. 4. Œdomètre	5
Figure I. 5. Courbe de consolidation $\Delta h = f t$	6
Figure I. 6. Courbe de compressibilité $e = f \sigma'$	6
Figure I. 7. Schéma de principe d'un essai préssiométrique.	9
Figure I. 8. Modules préssiométriques à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation.	11
Figure I. 9. Composante d'un réservoir.	12
Figure I. 10. Réservoirs à toit fixe.	13
Figure I. 11. Réservoir a toit flottant.	14
Figure I. 12. Exemple d'ondulation d'un bac de stockage.	15
Figure I. 13. Tassement de la vérole dans la fondation du bac.	16
Figure I. 14. Inclinaison du réservoir.	16
Figure I. 15. Courbe du tassement différentiel maximal en fonction du diamètre du bac.	17
Figure I. 16. Tassement maximal acceptable des bords.	18
Figure I. 17. Tassement au fond du bac	19
Figure I. 18. Rupture de la tuyauterie due à un tassement excessif.	20
Figure II. 1. Vue aérienne du site (Extrait sur Google Earth).	25
Figure II. 2. Quelques résultats d'essais réalisés sur le site portuaire de Bejaia.	26
Figure II. 3. Diagramme climatique de la ville de Bejaia (2013).	27
Figure III. 1. Courbe de variation $q_c(z)$	29
Figure III. 2. Ancrage de la fondation.	34
Figure III. 3. Schéma de surcharge circulaire.	35
Figure III. 4. Variation de $\Delta \sigma_v$ en fonction de la profondeur en axisymetrie.	37
Figure III. 5. Courbe de variation de $\Delta \sigma_v$ en fonction de la profondeur.	38
Figure III. 6. Courbe de variation des tassements en fonction de la profondeur.	41
Figure III. 7. Déformation de la fondation due au tassement.	42
Figure IV. 1. Exemple d'une disposition sous une semelle filante	45
Figure IV. 2. Exemple d'une disposition sous une semelle isolé	45
Figure IV. 3. Schéma de réalisation des colonnes ballastées par vois sèche alimentée par la base.	48
Figure IV. 4. Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentée par le haut [3].	48
Figure IV. 5. Schéma de Schéma de réalisation des colonnes ballastées par vois humide.	49
Figure IV. 6. Configuration de colonnes flottantes.	50
Figure IV. 7. Configuration de colonne reposant sur substratum.	50
Figure IV. 8. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 3 m (maillage carrée).	55
Figure IV. 9. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 2 m (maillage carrée).	61
Figure IV. 10. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 1.8 m (maillage carrée).	63

Figure IV. 11. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe=1.6m (maillage carrée).....	66
Figure IV. 12. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 1.5 m (maillage carrée).....	68
Figure V. 1. Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input).	73
Figure V. 2. Fenêtre principale du programme de calcul.	74
Figure V. 3. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.	75
Figure V. 4. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.	76
Figure V. 5. Géométrie du model (sol vierge).....	77
Figure V. 6. Tassement du sol vierge (Maillage déformé).	78
Figure V. 7. Déplacement total.....	78
Figure V. 8. Disposition des colonnes ballastées.	79
Figure V. 9. Géométrie du modèle (avec colonnes ballastées).....	80
Figure V. 10. Tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (maillage déformé).	81
Figure V. 11. Déplacement total.....	81
Figure V. 12. Mode opératoire standard du déroulement des opérations dans Robot.	82
Figure V. 13. Transmission des charges dans le sol.	83
Figure V. 14. Calcul des contraintes en un point (charge repartie).	84
Figure V. 15. Section unitaire.....	85
Figure V. 16. Le modèle réalisé sur Robot.....	86
Figure V. 17. Cartographe des moments fléchissant a l'ELU.	87
Figure V. 18. Cartographe des moments fléchissant a l'ELS.....	87
Figure V. 19. Cartographie des efforts tranchants a l'ELU.....	87
Figure V. 20. Vue en plan.	90
Figure V. 21. Coupe A-A.	90
Figure V. 22. Ferrailage de la couronne.....	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1. Valeur du coefficient de pression interstitielle A.....	9
Tableau I. 2. Valeur du coefficient géométrique α_1	9
Tableau I. 3. Coefficients de forme λ_c et λ_d	10
Tableau I. 4. Coefficient rhéologique α	10
 Tableau II. 1. Dimension et poids des viroles.....	23
 Tableau III. 1. Résultats des sondages carottés.....	28
Tableau III. 2. Résultats du pénétromètre.....	30
Tableau III. 3. Résultats des essais d'identification.....	31
Tableau III. 4. Résultats d'essai œdométrique.....	31
Tableau III. 5. Résultats de l'analyse chimique des sols.....	31
Tableau III. 6. Résultats de l'analyse chimique des eaux de la nappe.....	32
Tableau III. 7. Résultats de l'essai pénétromètre statique.....	34
Tableau III. 8. Valeurs courantes du facteur d'influence I (cas de charge circulaire).....	36
Tableau III. 9. Résultats $\Delta\sigma_v$ pour $r=0$ m.....	36
Tableau III. 10. Résultats $\Delta\sigma_v$ pour $r=R/2=5.55$ m.....	36
Tableau III. 11. Résultats $\Delta\sigma_v$ pour $r=R=11.1$ m.....	36
Tableau III. 12. Récapitulatif des résultats des tassements pour $r=0$	40
Tableau III. 13. Récapitulatif des résultats des tassements pour $r = R/2 = 5.55$ m.....	40
Tableau III. 14. Récapitulatif des résultats des tassements pour $r = R=11.1$ m.....	41
 Tableau IV. 1. Champs d'application des colonnes ballastées en fonction de la nature et la résistance des sols (étirement latérale) d'après (Dhouib et Blondeau, 2005).....	46
Tableau IV. 2. Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées [5].....	47
Tableau IV. 3. Les nombre d'essai de réception à effectuer (DTU 13.2).....	51
Tableau IV. 4. Le nombre et le type d'essai à effectuer (DTU 13.2).....	52
Tableau IV. 5. Critères de réception pour chaque type d'essai.....	53
Tableau IV. 6. Tableau récapitulatif de Eoed 1.....	59
Tableau IV. 7. Tableau récapitulatif de Eoed 2.....	59
Tableau IV. 8. Tableau récapitulatif des résultats des tassements calculé au centre du radier.....	60
Tableau IV. 9. Résultats des tassements à mi rayon.....	60
Tableau IV. 10. Tassement calculé au bord du radier.....	60
Tableau IV. 11. Tassements au centre du radier (Maillage de 4 m ²).....	62
Tableau IV. 12. Tassements à mi rayon (Maillage de 4 m ²).....	62
Tableau IV. 13. Tassements au bord du radier (Maillage de 4 m ²).....	63
Tableau IV. 14. Calcul des tassements au centre du radier (Maillage de 3.24 m ²).....	65
Tableau IV. 15. Calcul des tassements à mi rayon (Maillage de 3.24 m ²).....	65
Tableau IV. 16. Calcul des tassements au bord du radier (Maillage de 3.24 m ²).....	65
Tableau IV. 17. Calcul des tassements au centre du radier (maillage de 2.57m ²).....	67
Tableau IV. 18. Calcul des tassements à mi rayon (maillage de 2.57 m ²).....	68
Tableau IV. 19. Calcul des tassements au bord du radier (maillage de 2.57 m ²).....	68
Tableau IV. 20. Calcul des tassements au centre du radier (Maillage de 2.25 m ²).....	70
Tableau IV. 21. Calcul des tassements à mi rayon (Maillage de 2.25 m ²).....	70
Tableau IV. 22. Calcul des tassements au bord du radier (Maillage de 2.25 m ²).....	70

Tableau V. 1. Caractéristiques mécaniques du model.....	77
Tableau V. 2. Paramètres physico-mécaniques du sol et du ballast.....	80
Tableau V. 3. Les caractéristiques des éléments utilisés dans la modélisation.....	86
Tableau V. 4. Les différentes charges sollicitant le radier.....	86

LISTE DE SYMBOLES

S_t : Tassement total ;

S_i : Tassement immédiat ;

S_p : Tassement de consolidation primaire ;

S_s : Tassement de consolidation secondaire ;

C_c : Indice de compression ;

C_s : Indice de gonflement ;

Δe : Différence d'indice des vides ;

$\Delta \sigma'$: Contrainte effective à laquelle était soumis le sol ;

$\Delta \sigma'_p$: Contrainte de préconsolidation ;

$\Delta \sigma'_{v_0}$: Contrainte appliquée par l'œdomètre ;

ΔH : Déformation du sol ;

H_i : Epaisseur initial du sol ;

e_0 : Indice des vides initial ;

$\Delta \sigma_z$: Variation de la contrainte apportée par la fondation au milieu de la couche ;

S_{oed} : Tassement au milieu de la couche ;

$\mu(A)$: Facteur de correction des tassements ;

A : Coefficient de génération des surcharges interstitielles dans les sols chargés rapidement ;

α_1 : Coefficient géométrique de la fondation ;

S_c : Tassement volumique ;

S_d : Tassement deviatorique ;

q : Charge appliquée à la fondation ;

σ_{v_0} : Contrainte verticale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

λ_1 et λ_2 : Coefficient de forme de la fondation ;

α_2 : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol ;

E_c et E_d : Modules préssiométriques équivalents ;

B : Largeur de la fondation ;

B_0 : Largeur de référence égale à 0.60 m ;

T_d : Tassement différentiel maximum acceptable ;

D : Diamètre du réservoir ;
 D_{mes} : Fleche maximale acceptable entre deux points ;
 dt : Distance entre deux points de mesure ;
 K : Limite d'élasticité de la tôle du fond ;
 E : Module d'élasticité de Young ;
 H : Hauteur du réservoir ;
 f_{max} : Flèche maximale au centre du radier;
 W : Teneur en eau ;
 W_L : Limite de liquidité ;
 I_p : Indice de plasticité ;
 γ_h : Poids volumique humide ;
 γ_d : Poids volumique sec ;
 S_r : Degré de saturation ;
 P_c : Pression de consolidation ;
 C_u : Coefficient d'uniformité ;
 D_{50} : Diamètre à 50 % d'éléments ;
 D_{60} : Diamètre à 60 % d'éléments ;
 D_{10} : Diamètre à 10 % d'éléments ;
 γ' : Poids volumique déjaugé ;
 D' : Ancrage de fondation ;
 G : Charge permanente ;
 Q : Charge d'exploitation ;
 P_b : Poids du bac ;
 P_1 : Poids du radier sans couronne ;
 P_2 : Poids du la couronne du radier ;
 P_r : Poids du radier ;
 P_{gb} : Poids du gros béton ;
 P_{TUF} : Poids du tuf ;
 σ_{app} : Contrainte admissible du sol ;
 S : Surface du radier ;

σ_s : Contrainte admissible du sol ;
 C : Cohésion
 $q_{c_{moy}}$: Résistance de pointe moyenne ;
 q'_c : Résistance de pointe après lissage de la courbe ;
 q_{ce} : Contrainte de pointe écrêtée ;
 K_c : Facteur de portance pressiometrique ;
 I : Facteur d'influence de la surcharge ;
 R : Rayon du radier ;
 S_i : Tassement dans la couche i ;
 Δh_i : Tassement dans la couche i ;
 β : Facteur de réduction des tassements ;
 a : Taux d'incorporation ;
 K_{ac} : Coefficient de poussé du ballast ;
 A_{col} : Aire de la colonne ;
 A : Aire d'une maille référence ;
 φ_c : Angle de frottement interne du ballast ;
 A_{max} : Aire maximale d'une maille de référence ;
 A_{min} : Aire minimale d'une maille de référence ;
 n : Nombre de colonne ;
 η : Facteur de concentration des contraintes ;
 σ_{col} : Contrainte applique à la colonne ;
 q_{re} : Contrainte de rupture par expansion latéral ;
 q_{ce} : Contrainte de pointe équivalente ;
 q_{rp} : Contrainte de rupture par poinçonnement ;
 C_U : Cohésion non drainé ;
 L_c : Longueur de la colonne ;
 R_c : Rayon de la colonne ;
 γ_c : Poids volumique de la colonne ;
 $q_{a_{ELS}}$: Contrainte admissible dans la colonne à ELS ;
 W_i : Tassement à la couche i ;

h_i : Epaisseur de la couche i ;
 σ_t : Contrainte verticale dans la couche i, apporté par l'ouvrage ;
 a_i : Pourcentage d'incorporation, à la couche i ;
 E_{col} : Module d'Young de la colonne ;
 E_{sol} : Module d'Young de la couche i ;
 ν : Coefficient de poisson ;
 E_{oed} : Module œdométrique ;
 R_t : Rayon de traitement ;
 D_c : Diamètre de la colonne ;
 l_{max} : Longueur maximale ;
 l_e : Longueur élastique ;
 E_c : Module de Young du béton ;
 K_z : Coefficient de raideur du sol ;
 I : Moment d'inertie ;
 V_u : Effort tranchant max ;
 σ_b : Coefficient partiel relatif au béton ;
 σ_s : Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte ;
 f_{c28} : Résistance caractéristique en compression du béton, à 28 jours ;
 f_{t28} : Résistance en traction de l'acier de béton armé ;
 σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton ;
 A_u : Section d'armature à L'ELU ;
 A_{min} : Section des armatures minimales.
 μ_u : Moment ultime réduit ;
 σ_{st} : La contrainte dans les aciers ;
 f_{bu} : Contrainte limite ;
 V_u : Effort tranchant max ;
 τ_u : Contrainte tangente ultime.

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique et l'augmentation de la population entraînent l'extension des agglomérations et de l'industrie, ce qui nous pousse maintenant à s'implanter pratiquement sur tous les sites et sur tous types de sol, même ceux qui présentent de mauvaises caractéristiques mécaniques et physiques, réputés jusqu'ici 'inconstructibles', qu'on rencontre très souvent dans les zones côtières ou sur les zones de dépôt de sédiments de rivières.

Les installations industrielles sont des d'ouvrages spéciaux, souvent très lourds et sensibles. Leurs fondations, sur des zones de terrains compressibles, constituent un enjeu majeur pour garantir le bon fonctionnement de ces installations en toute sécurité.

Le but de ce travail, consiste à faire une prévision des tassements et leurs impacts sous un bac de stockage de capacité 5000m^3 ; et de prévoir si c'est nécessaire un renforcement de sol par colonnes ballastées.

Pour mener à bien cette étude. Le travail est structuré comme suit :

Le premier chapitre bibliographique contient, les types de réservoirs de stockage énergétique, les différentes méthodes d'évaluation des tassements, les impacts de ces derniers sur la stabilité des réservoirs et les travaux de recherche ayant traité les problèmes de tassements.

Le deuxième chapitre, est consacré à la présentation du projet, le site d'implantation, les caractéristiques techniques de l'ouvrage, les contextes (géologique, géotechnique, climatologique et sismologique) de la ville de Bejaia, ainsi que le calcul de la descente de charges.

Le troisième chapitre, est dédié à l'investigation géotechnique (présentation des données des essais), le calcul de la capacité portante du sol, la distribution des charges dans le sol et l'évaluation des tassements du sol sous les fondations de l'ouvrage. La vérification des tassements par rapports aux valeurs limites fixées par les normes et règlements est également effectuée.

Le quatrième chapitre contient la méthode d'amélioration du sol arrêtée par le maître de l'ouvrage (NAFTAL Bejaia) dans le cadre du projet. Une étude paramétrique est effectuée en optant pour un renforcement du sol par colonnes ballastées en vue de réduire les tassements. La méthode de Priebe (Priebe, 1995) a été appliquée pour la détermination du (maillage, nombre de colonnes et longueur. La vérification des tassements après le renforcement vis-à-vis de la réglementation spécifique aux bacs entéritiques est effectuée.

Dans la première partie cinquième chapitre nous allons présenter le logiciel Plaxis 2D et ses sous-programmes, puis réaliser la modélisation du sol vierge puis celle du sol renforcé par les colonnes ballastées, afin de vérifier et de comparer les résultats obtenus par la méthode analytique faite dans les chapitre IV. Dans la seconde partie, nous avons traité un calcul de dimensionnement par le modèle de Winkler en utilisant le logiciel Robot Millenium V21.2. Le calcul de ferrailage et les détails d'exécution ont été élaborés.

Le manuscrit se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I Prévision des tassements et leurs impacts sur les ouvrages.

I.1. Introduction

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent 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 des déplacements prépondérants.

Les tassements du sol sont dus à l'application de contraintes extérieures comme les remblais, les fondations ou son propre poids. L'amplitude des déformations peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres, suivant la nature du terrain et les charges qui lui sont appliquées.

Les tassements peuvent être uniformes ou différentiels selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés, les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelque secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service, on doit faire un calcul de tassement.

Le tassement est dû à la compressibilité du sol, c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume. La compressibilité du sol résulte de :

- La compression de l'air qui remplit des vides. L'eau est supposée incompressible, provoquera un tassement quasiment instantané ;
- L'évacuation de l'eau contenue dans les vides. C'est la consolidation primaire, elle produit le tassement le plus important : le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le sol est supposé saturé) ;
- La compression du squelette solide. C'est la consolidation secondaire, elle correspond au tassement des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit. Il se produit un fluage dû au déplacement des couches adsorbées.

I.2. Composantes du tassement

Le tassement total d'un sol se décompose en tassement immédiat, tassement de consolidation primaire et tassement de consolidation secondaire.

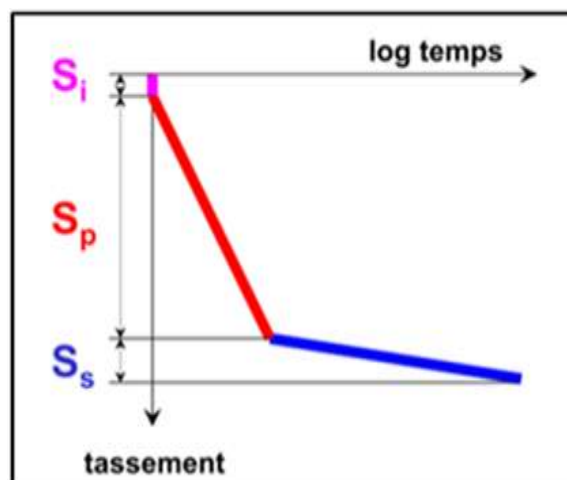


Figure I. 1. Composantes du tassement.

D'où :

S_t : Tassement total ;

S_i : Tassement immédiat ;

S_p : Tassement de consolidation primaire ;

S_s : Tassement de consolidation secondaire.

Le tassement immédiat est indépendant du temps, par contre le tassement primaire et secondaire sont en fonction du temps. Le tassement de consolidation se produit dans les sols fins à faible perméabilité. Le tassement secondaire se produit à contrainte effective constante, on le définit alors comme un phénomène de fluage du sol.

I.3. Les différents types de tassements

I.3.1. Les tassements uniformes

Les tassements uniformément repartis affectent peu la structure, les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels que les conduites d'eau et le passage souterrain.

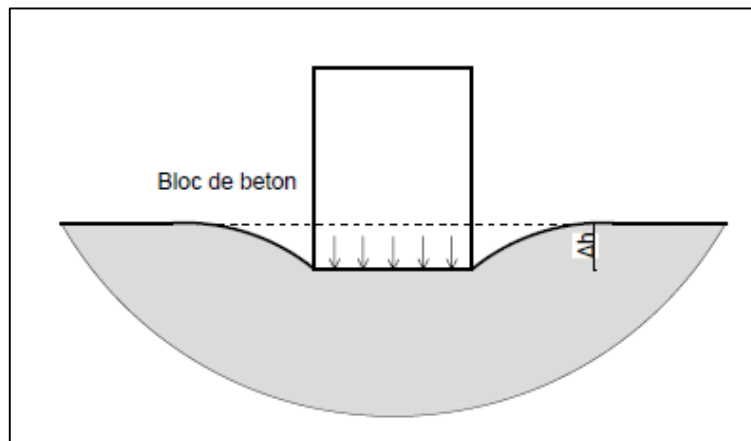


Figure I. 2. Tassement uniforme.

I.3.2. Les tassements différentiels

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer : basculement, voire renversement des constructions, augmentation importante des efforts dans les structures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable. Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important.

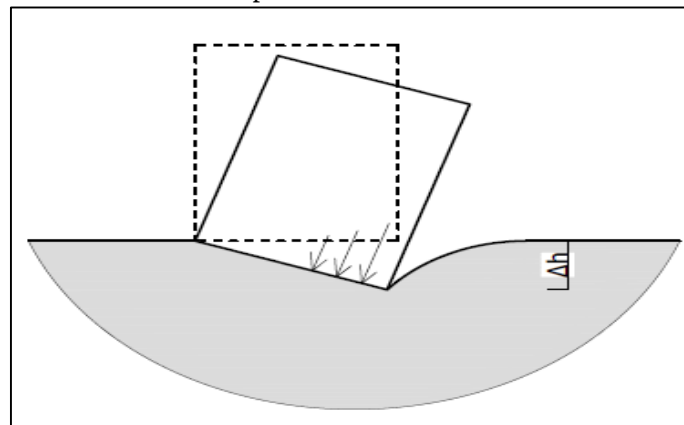


Figure I. 3. Tassement différentiel.

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines :

— **Origine liée au chargement**

- Inégalité de l'intensité des charges d'un appui à l'autre ;
- Répartition non uniforme des charges sous un appui ;
- Aires des surfaces chargées différentes d'un appui à l'autre.

— **Origine liée aux appuis**

- Géométrie des appuis (dimensions, profondeur) ;
- Rigidité des appuis.

— **Origine liée au site**

- Variations des caractéristiques géométriques des couches;
- Variabilité de lithologie.

Bien sûr, ce qui est très préjudiciable à une structure, ce sont les tassements différentiels. C'est pour cette raison que l'on redoute toujours les variations de la nature du sol de fondation, et que l'on est amené à placer des joints de tassements lorsque le bâtiment est grand sur un sol présentant une variabilité mécanique avérée.

I.4. Les tassements suivant le type de sol

On peut classer les tassements en deux types

I.4.1. Tassement des sols grenus

Dans les sols à gros grains (sables et gravier), la majorité de leurs propriétés est associée à leur granulométrie, l'importance des tassements de ces sols dépend de l'arrangement et de la grosseur des particules [21].

Les sols ayant un indice des vides plus petit sont a priori moins compressibles que ceux dont l'indice des vides plus élevé, puisque leur volume potentiel de vides à réduire est moindre. Comme la stabilité des sols à gros grains est assurée par la friction et l'enchevêtrement des particules, de fortes vibrations causées par des séismes ou par l'activité humaine (dynamitage, enfoncement des pieux) peuvent y entraîner des tassements [21].

Quelle qu'en soit la source, les tassements surviennent très vite dans les sols à gros grains. Comme il s'agit des sols à perméabilité importante, l'eau quitte rapidement les vides sous la poussée des particules solides. Les tassements dans ces sols ont donc lieu essentiellement pendant les travaux de construction : ce sont des tassements immédiats. Il n'y aura pas de tassement supplémentaire, à moins qu'un phénomène naturel ou artificiel n'entraîne une nouvelle augmentation des contraintes [21].

I.4.2. Tassement des sols fins

Les sols fins présentent une faible perméabilité, par conséquent l'évacuation des pressions interstitielles est un processus très lent, qui peut s'étendre sur une durée importante et l'évacuation permet au terrain de se déformer. Ainsi, les tassements dans les argiles peu perméables peuvent se poursuivre pendant des mois, voire des années, après l'application des charges [21].

I.5. Cause des tassements

- La dessiccation des couches superficielles ;
- L'affouillement du sol de fondation consécutif à la rupture de réseaux enterrés ;
- L'apport de liquides dans les zones au voisinage immédiat du bâtiment agit également sur l'assise des fondations, le sol devient saturé et perd une grande partie de sa résistance mécanique : la reprise des charges n'est plus uniforme et entraîne des tassements différentiels ;
- Fondations inadaptées : Le rapport inadéquat entre la pression exercée sur le sol d'assise et la portance du terrain est une cause fréquente de tassement. La présence de sols compressibles ou sous-consolidés est également une cause de graves désordres. Les tassements ne sont pas immédiats et s'opèrent lentement sous l'effet de la descente de

charge du bâtiment. La stabilisation des tassements peut prendre de nombreuses années, voire des décennies, pour les sols organiques compressibles ;

- Remblais : Les terrains remaniés ou rapportés perdent leur capacité portante ; les tassements différentiels qui en résultent peuvent causer des désordres importants à moyen ou à long terme ;
- De nombreuses autres causes peuvent entraîner des désordres aux bâtiments tels que les éboulements et glissements de terrain, la modification des niveaux hydriques dus par exemple à la réalisation d'ouvrages voisins, de drains, de rabattement de nappe etc., la combinaison de modes de fondation différents, cas d'un bâtiment sur sous-sol et d'un agrandissement sur vide sanitaire ;
- La surcharge de remblais à la limite d'une construction, cas d'un rez-de-chaussée surélevé où l'on crée un talus pour porter une terrasse ;
- Les vibrations produites par le trafic routier ou par des machines ;
- L'hétérogénéité du niveau de consolidation des différentes couches sols constituant l'assise d'un même bâtiment ;

I.6. Les méthodes de calcul des tassements

Le calcul des tassements sous une fondation constitue un problème très important en mécanique des sols. Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles [19].

- Méthodes à partir des résultats d'essais de laboratoire : essentiellement des résultats de l'essai œdométrique, utilisé surtout pour les sols fins à fort cohésion ;
- Méthodes à partir des résultats d'essais in-situ : (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, et essai préssiométrique Ménard), utilisé pour les sols pulvérulents, à cause de l'impossibilité de prélèvement pour les essais de laboratoire.

I.6.1. Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique

L'essai œdométrique permet la simulation des tassements et le drainage unidimensionnel des sols, à cette fin l'échantillon est posé entre deux pierres poreuses dans une boîte à parois extrêmement rigide.

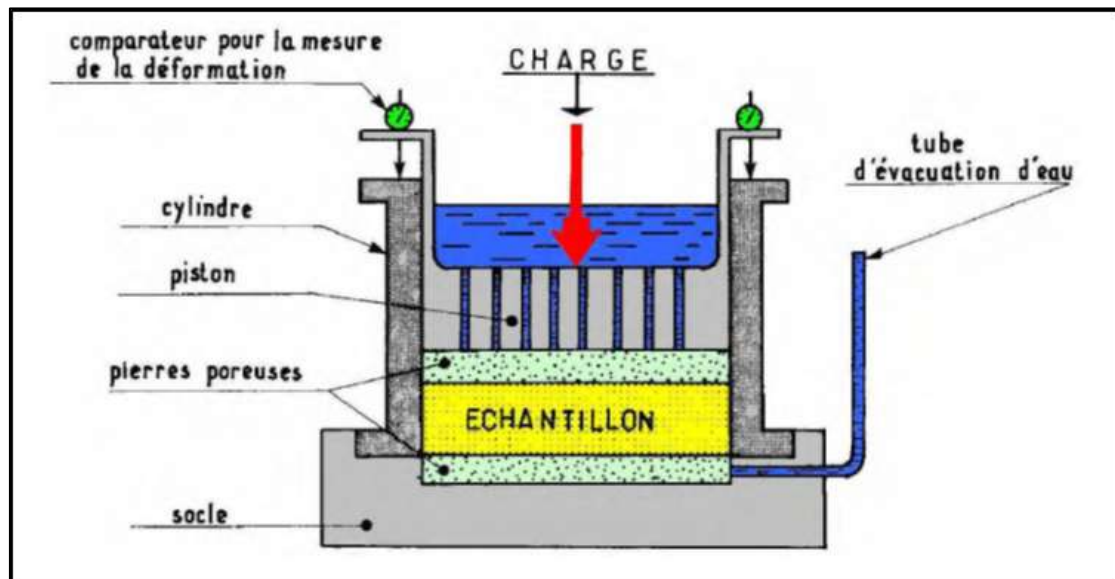


Figure I. 4. Œdomètre [1].

Le mode opératoire s'effectue de la manière suivante :

- On commence le cycle de chargement en plaçant successivement sur le plateau les poids fendus 1 ; 2 ; 3 ; 5 ; 10 ; 20 ; 40 kg. On note après chaque application de charge, le tassement ΔH (en mm) en fonction du temps jusqu'à stabilisation du comparateur (on considère que le tassement est terminé lorsque les deux dernières mesures diffèrent de moins de 5/1000ème).
- On effectue ensuite le cycle de déchargement suivant le même processus jusqu'à 5 kg.
- Puis effectuer à nouveau un cycle de chargement jusqu'à 80 kg.
- Démonter puis peser immédiatement l'éprouvette de sol. Déterminer sa teneur en eau.

1.6.1.2. Exploitation des résultats de l'essai œdométrique

Après l'application de chaque charge, on procède à la lecture pour différents temps la valeur du tassement de l'échantillon, ceci nous permet de dresser pour chaque charge une courbe dite courbe de consolidation comme illustré ci-dessous [18]:

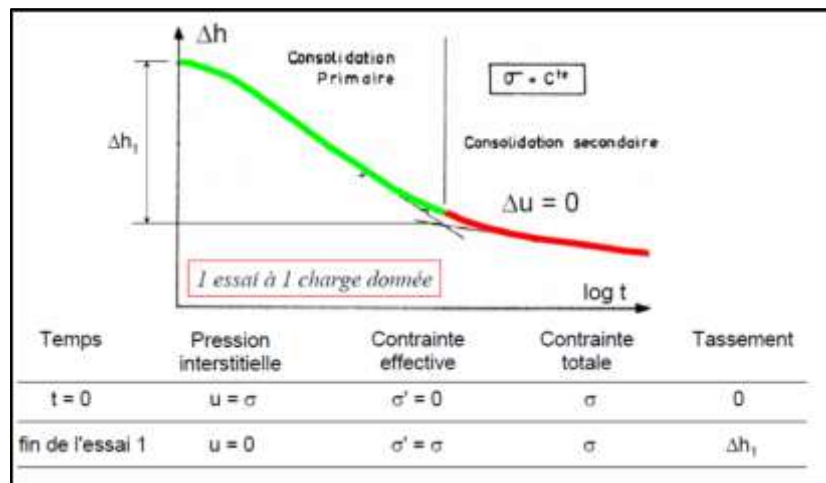


Figure I. 5. Courbe de consolidation $\Delta h = f(t)$ [1].

Une fois les courbes de consolidation tracées pour l'ensemble des charges, ceci nous permet de dresser des courbes appelées courbe de compressibilité comme illustré ci-dessous :

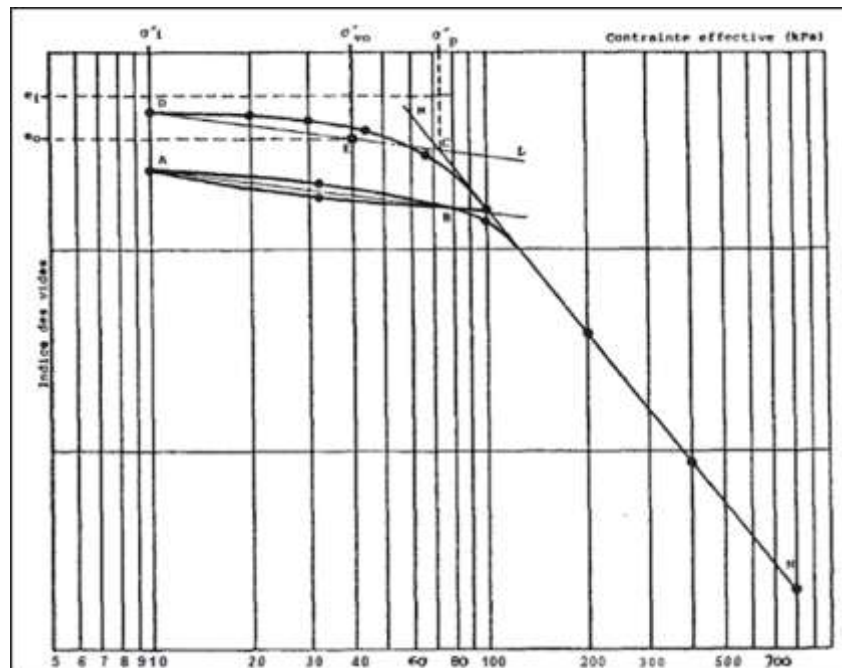


Figure I. 6. Courbe de compressibilité $e = f(\sigma')$ [18].

La courbe de compressibilité n'est autre que la représentation des valeurs des tassements à la consolidation primaire du sol pour l'ensemble des charges appliquées en fonction des contraintes appliquées au sol (sur une échelle logarithmique) [18].

a- Indice de compression C_c

L'indice de compression représente la pente de la courbe MN de la **figure 1.6.**, il est donné par la formule suivante :

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

b- Indice de gonflement C_s

L'indice de gonflement représente la pente de la courbe DL de la **figure 1.6.**, il est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

e_0 : Indice des vides initial ;

$\Delta \sigma'$: Contrainte effective à laquelle était soumis le sol;

c- Pression de préconsolidation

Les droites MN et PL de la figure, se coupent au point C, la contrainte σ' correspondant au point C est appelée " pression de préconsolidation " est notée σ'_p [18].

- Si $\sigma'_p > \sigma'_{v_0}$ on dit que le sol est surconsolidé.
- Si $\sigma'_p = \sigma'_{v_0}$ on dit que le sol est normalement consolidé.
- Si $\sigma'_p < \sigma'_{v_0}$ on dit que le sol est sou-consolidé.

σ'_{v_0} : Contrainte effective appliqué par l'œdomètre.

d- Le module œdométrique

E_{oed} est le coefficient qui relie les contraintes aux déformations :

$$\Delta \sigma' = -E_{oed} \frac{\Delta H}{H} \quad (I.1)$$

Ce qui nous donne :

$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{\Delta H}{H_i}} = \frac{\Delta \sigma'(1+e_0)}{\Delta e} \quad (I.2)$$

ΔH : Tassement ;

H_i : Épaisseur initiale du sol ;

e_0 : Indice des vides initial ;

$\Delta \sigma'$: Contrainte effective appliquée au sol ;

Δe : Variation d'indice des vides ;

N.B.

- A l'opposer du module de Young le module Œdométrique n'est pas constant.
- Il dépend et de l'état de contrainte initial considéré et de l'intervalle de contrainte appliquées.

A partir de la courbe de compressibilité : les paramètres cités précédemment sont tirés de la manière suivante :

- On tire du graphe la valeur de e_0 ;
- On prend un intervalle de contraintes appliquées, on le projette sur la courbe de chargement et on tire les valeurs de e_{min} et e_{max} ;
- On remplace les valeurs dans la **formule (I.2)**.

Pour se rapprocher de la valeur exacte de E_{oed} , il est préférable de choisir plusieurs intervalles de σ' et de calculer la moyenne des E_{oed} trouvées.

e- calcul des tassements

Le calcul des tassements par la méthode œdométrique, s'effectue en utilisant la **formule (I.3)**:

$$S_{oed} = H_i \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \quad (I.3)$$

D'où :

H_i : Épaisseur de la couche de sol compressible,

C_c : Indice de compression :

e_0 : Son indice des vides initial (avant consolidation),

σ'_{v_0} : Contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,

$\Delta\sigma_z$: Variation de la contrainte apportée par la fondation au milieu de la couche,

σ'_p : Pression de préconsolidation.

Dans le domaine surconsolidé (si $\sigma'_{v_0} < \sigma'_p$), le calcul est le suivant :

$$S_{oed} = H_i \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \quad (I.4)$$

C_s : Indice de gonflement,

Il est nettement plus faible que C_c et le tassement dans le domaine surconsolidé peut être négligé dans certaines conditions, par rapport au tassement dans le domaine normalement consolidé.

f- Correction de Skempton-Bjerrum

Skempton et Bjerrum, ont constaté que les tassements de consolidation observés sous les ouvrages sont souvent différents de ceux déduites des essais œdométriques. Ils ont attribué cette différence au caractère tridimensionnel des déformations immédiates des sols, qui comprendraient une partie du tassement calculé d'après les formules œdométriques [6].

Pour tenir compte de cette différence, ils ont proposé de corriger le tassement par un facteur $\mu(A)$, dépendant de la valeur du coefficient A de génération des surpressions interstitielles dans les sols saturés chargés rapidement [6]:

$$S_c = \mu(A).S_{oed} \quad (I.5)$$

La valeur de $\mu(A)$, a été calculée dans l'hypothèse où le sol est élastique isotrope. Elle est donnée par la relation suivante [6]:

$$\mu = A + \alpha_1(1 - A) \quad (I.6)$$

Avec des coefficients A et α dont les valeurs sont indiquées dans les **tableaux I.1 et I.2**. Le coefficient α_1 dépend du rapport $\frac{H}{B}$

Tableau I. 1. Valeur du coefficient de pression interstitielle A .

Type de sol	A
Argiles très surconsolidé	≤ 0.2
Argile sur consolidé	0.2a 0.5
Argile normalement consolidé	0.5a 1
Argile sous consolidé	1a1.2

Tableau I. 2. Valeur du coefficient géométrique α_1 .

$\frac{H}{B}$	Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
0	1	1.00
0.25	0.67	0.74
0.5	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.26
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
∞	0.25	0

1.6.2. Calcul des tassements par les résultats de l'essai préssiométrique

L'essai préssiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, la pression limite P_l et le module pressiométrique E_M , qui permettent d'évaluer [17]:

- La contrainte de rupture sous une fondation superficielle ou une fondation profonde ;
- Le tassement d'une fondation superficielle ;
- Le module de réaction sous une fondation superficielle ;
- Le frottement négatif sur un élément de fondation profonde.

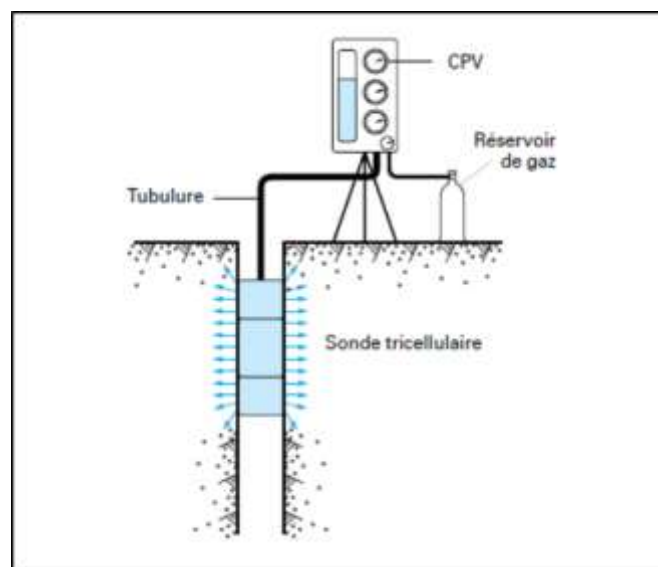


Figure I. 7. Schéma de principe d'un essai préssiométrique [10].

L'essai préssiométrique consiste à mesurer la pression requise pour provoquer la dilatation d'une sonde cylindrique à l'intérieur d'un trou de forage. Comme la sonde est confinée latéralement, l'essai fait appel à un mécanisme de résistance du sol en présence de contraintes horizontales résultant habituellement de l'application d'une charge verticale. Les résultats de l'essai préssiométrique peuvent être utiles pour le dimensionnement des fondations et le calcul des tassements [17].

Le tassement d'une fondation encastrée d'au moins B est donnée par :

$$S = S_c + S_d \quad (I.7)$$

D'où :

S_c : Est le tassement volumique donné par :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q - \sigma_{v_0}) \lambda_c B \quad (I.8)$$

S_d : Est le tassement déviatorique donné par :

$$S_d = \frac{2}{9E_d} (q - \sigma_{v_0}) (\lambda_d \frac{B}{B_0})^\alpha B_0 \quad (I.9)$$

Avec :

α : Coefficient rhéologique ;

q : Contrainte verticale appliquée à la fondation ;

σ_{v_0} : Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

E_c Et E_d : Modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement.

B : Largeur (ou diamètre) de la fondation,

B_0 : Largeur de référence égale à 0,60 m,

λ_c et λ_d : Coefficients de forme de la fondation, donnés dans le **tableau I.3**,

Tableau I. 3. Coefficients de forme λ_c et λ_d .

L/B	Cercle	Carre	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

α_2 : Coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans un **tableau I.4**,

Tableau I. 4. Coefficient rhéologique α_2 .

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/P ₁	α_2	E/P ₁	α_2	E/P ₁	α_2	E/P ₁	α_2		α_2
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3	-	-	Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

- Calcul de E_c et E_d

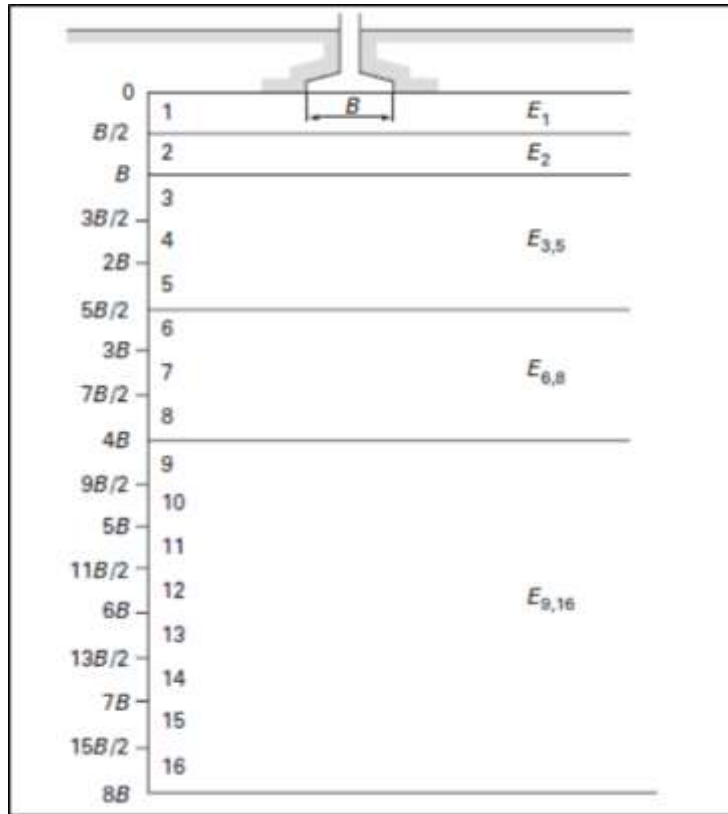


Figure I. 8. Modules préssiométriques à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation [17].

- Sol homogène

$$E_c = E_d = E_M \quad (\text{I.10})$$

- Sol hétérogène

E_c Est pris égal au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $\frac{B}{2}$ située sous la fondation :

$$E_c = E_1$$

E_d Est obtenu par l'expression :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.8E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}} \quad (\text{I.11})$$

I.7. Généralités sur les bacs de stockage énergétiques

Les bacs de stockage ou réservoir de stockage permettent de stocker un produit. Ils sont de plusieurs formes, horizontales ou verticales, cylindriques ou sphériques. Les produits pétroliers liquides sont généralement stockés dans des réservoirs cylindriques verticaux en acier. Les produits à l'état gazeux eux sont plutôt stockés dans des capacités sphériques.

En ce qui concerne les bacs de stockage de produits pétroliers liquides, il en existe deux types principaux en fonction de la nature du produit stocké. On a les réservoirs à toit fixe, les réservoirs à toit flottant.

Ces réservoirs cylindriques verticaux à font plat sont composés généralement de :

Robe : c'est une paroi verticale constituée de tôles, elle doit résister aux contraintes développées par la pression hydraulique du liquide stocké.

Cuvette : c'est le compartiment construit autour d'un bac ou d'un ensemble de bac destinés à recevoir le contenu du bac en cas de fuite accidentelle.

Le fond : c'est la base du réservoir, il a une fonction d'étanchéité et assure le transfert de la charge vertical, produite par le liquide stocké, sur la fondation.

L'assise : c'est la fondation sur laquelle repose le réservoir.

Toit : c'est la partie supérieure du réservoir il est fait d'un assemblage de tôle il peut être fixe ou flottant.

Fondation : elle constituée en générale de :

- Un radier ou une semelle circulaire;
- Sur pieux ou puits;
- Réservoir simplement posé ou ancré.

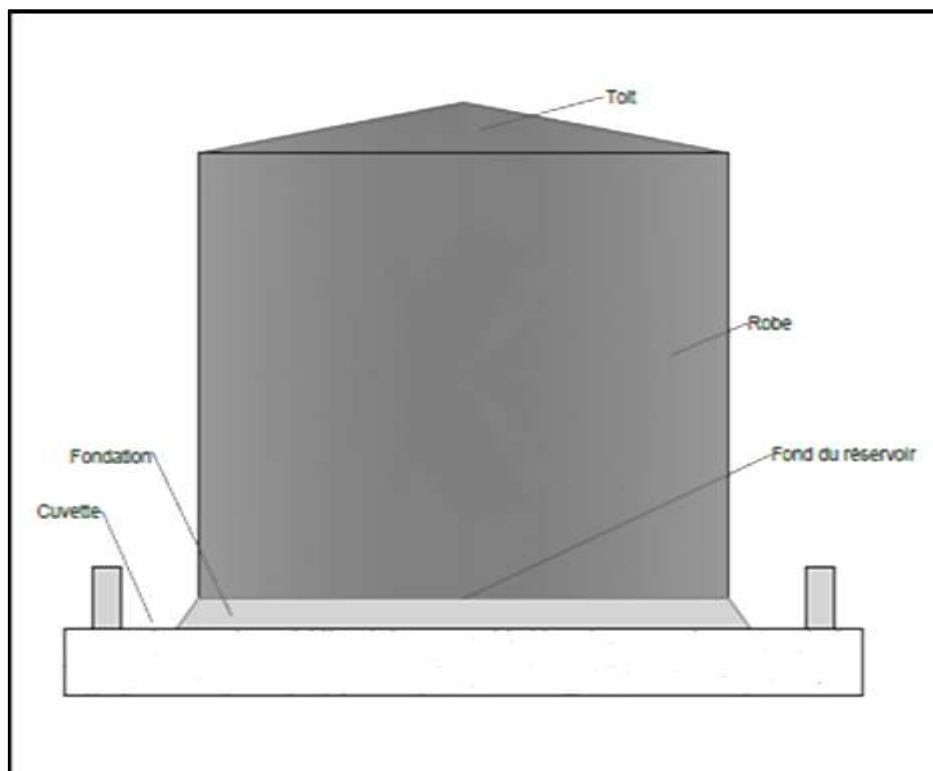


Figure I. 9. Composante d'un réservoir.

I.7.1. Réservoirs à toit fixe

Ils sont utilisés pour stocker les produits lourds à faible tension de vapeur (bitumes, huiles...). Il est ainsi possible d'assurer leur conservation et d'empêcher leur contamination. La présence du toit fixe assure une rigidité suffisante au sommet de la robe. La tôlerie de ces toits est réalisée à partir de tôles rectangulaires, soudées entre elles par recouvrement sur leur face supérieure [7].

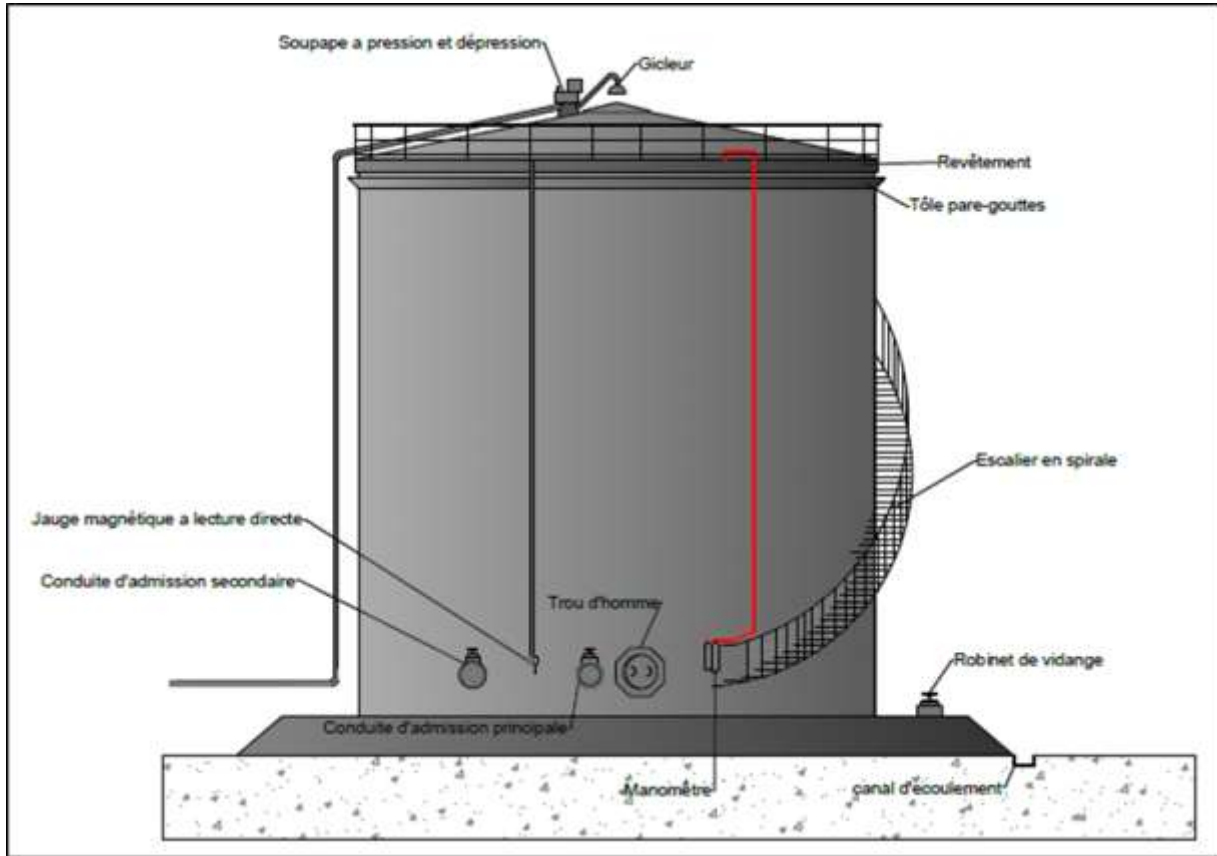


Figure I. 10. Réservoirs à toit fixe.

Conduite d'admission principale : tuyau de grand diamètre par lequel les liquides sont introduits dans le réservoir.

Gicleur : dispositif permettant de vaporiser de l'eau sur le toit du réservoir pour le refroidir lors des températures élevées.

Manomètre : Appareil permettant de mesure la pression du produit à l'intérieur du réservoir.

Trou d'homme : ouverture permettant le passage d'un homme à l'intérieur du réservoir.

Jauge magnétique à lecture directe : appareil servant à déterminer le niveau de liquide à l'intérieur du réservoir.

Conduite d'admission secondaire : tuyau de petit diamètre par lequel les produits sont introduits à l'intérieur du réservoir.

Tôle par-gouttes : gouttière permettant de recueillir l'eau qui s'écoule du toit.

Revêtement : matériau dont on recouvre la paroi du réservoir pour assurer son étanchéité et prévenir de la corrosion.

Soupape à pression et à dépression : pièce mobile servant à réguler la pression interne du réservoir, qui varie suivant la vidange et le remplissage et le changement de température.

Robinet de vidange : dispositif servant à vider le réservoir.

I.7.2. Réservoirs à toit flottant

Ils sont utilisés pour stocker les hydrocarbures lourds (gasoil et fioul) et plus légers comme les essences. Dans ce type de bac le toit est mobile, et flotte sur le liquide en suivant les mouvements de montée et de descente du produit. Pour permettre ses déplacements, il existe un espace libre fermé par un système d'étanchéité qui permet au toit de coulisser sans occasionner de perte ni de frottements à l'intérieur de la robe [7].

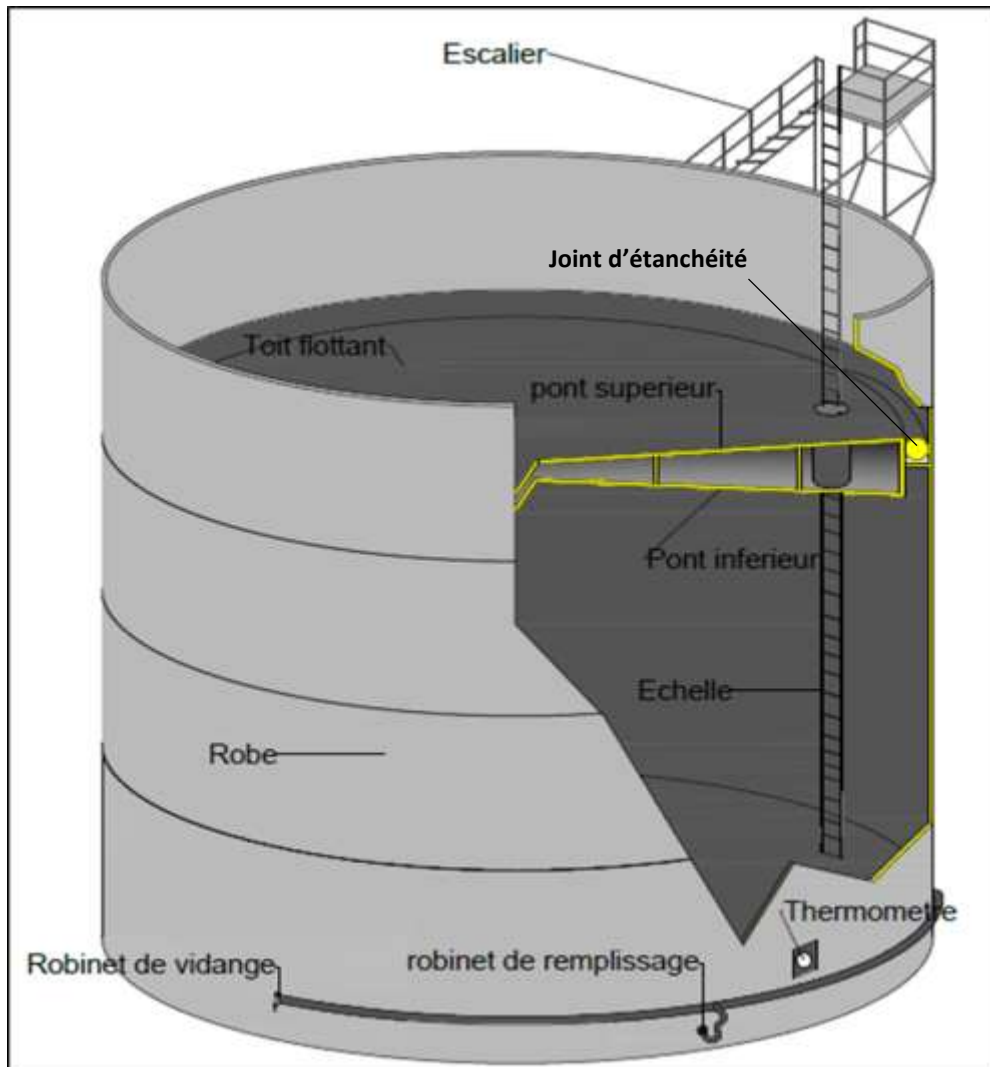


Figure I. 11. Réservoir a toit flottant.

Pont inférieur : partie inférieure du toit elle est posée directement sur le produit stocké.

Robinet de vidange : dispositif permettant de vider le réservoir du produit qu'il contient.

Robinet de remplissage : dispositif permettant d'introduire le produit dans le réservoir.

Thermomètre : appareil qui permet de déterminer et de contrôler la température du produit à l'intérieur du réservoir.

Pont supérieur : partie supérieure du toit et l'espace entre les deux ponts permettent de contenir l'évaporation d'hydrocarbures.

Joint d'étanchéité : pièce destinée à combler l'espace entre le toit et la robe pour éviter l'évaporation du produit et toute pollution de l'extérieur.

1.8. Influence des tassements sur la structure de l'ouvrage

La stabilité de la fondation est importante pour l'intégrité du fond du réservoir. Un tassement excessif et irrégulier peut entraîner des défaillances du fond par excès de contraintes mécaniques. Le tassement génère également la formation de gouttières pouvant entraîner une corrosion localisée. Il est important d'analyser les mesures de tassement du réservoir et de surveiller étroitement les conditions internes et externes. Lors du premier examen d'un fond neuf ou dont une grande partie a été remplacée, l'état du fond est à étudier pour détecter les anomalies.

Les contraintes issues des tassements de l'assise doivent être évaluées. Des calculs de structure prenant en considération les déformations relevées peuvent permettre de comparer les contraintes induites aux contraintes maximales admissibles. L'évaluation peut également être faite selon les recommandations qui suivent, issues de guides, codes ou standards reconnus pour ce type d'équipement.

Le réservoir suit généralement les tassements du sol sur lequel il est implanté. Ces tassements peuvent être uniformes ou non uniformes ; il convient de les vérifier.

Le tassement uniforme du sol n'est normalement pas dangereux car il apparaît progressivement et augmente uniformément à la fois; cependant il peut se former un creux dans l'assise autour de la robe du réservoir dans lequel l'eau s'accumule et peut provoquer une corrosion de la bordure annulaire ainsi que des tôles du fond.

Les tassements non uniformes sous la robe représentent un risque plus important pour la zone périphérique du fond. Ces conditions sont défavorables pour la jonction robe/fond et il convient de surveiller les problèmes de tassement local non uniforme sous la robe. Le défaut peut être corrigé en relevant localement le réservoir aux points bas ou, dans les cas graves, en soulevant le réservoir et en remettant les fondations à niveau. Des tassements importants peuvent engendrer l'ovalisation de la robe, des contraintes supplémentaires, en particulier aux raccordements des tuyauteries au réservoir, à la liaison robe - toit fixe, ainsi que des blocages des toits flottants [14].

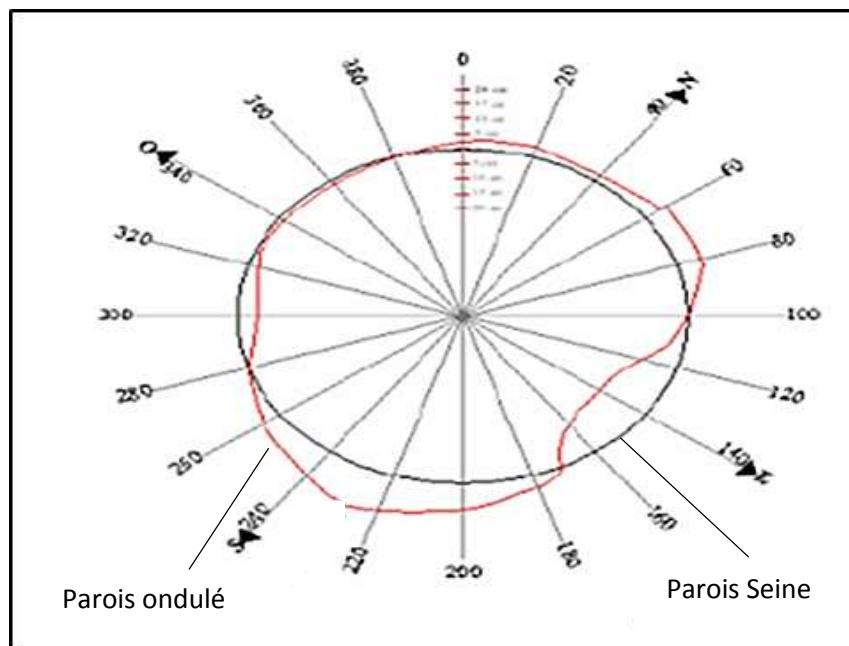


Figure I. 12. Exemple d'ondulation d'un bac de stockage [4].

I.8.1. Tassement uniforme du réservoir

Un tassement uniforme n'engendre pas de contrainte sur la structure du réservoir. Cependant, en cas de tassement uniforme excessif sur l'ensemble du réservoir, il faudra s'assurer que les lignes de drain et tuyauteries peuvent s'adapter aux variations de niveau du réservoir. Le fond du réservoir doit rester à une distance suffisante de la nappe phréatique.

De plus le tassement de la fondation peut créer une gouttière périphérique autour de la robe du réservoir et favoriser la corrosion par la stagnation des eaux de pluie [14].

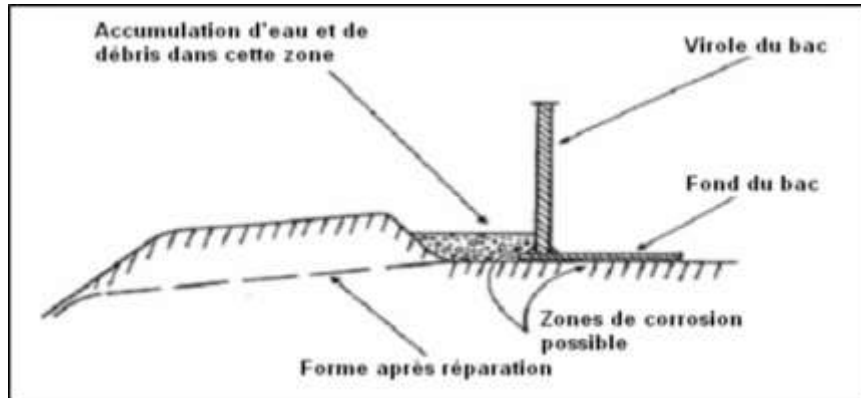


Figure I. 13. Tassement de la vérole dans la fondation du bac [14].

I.8.1.1. Inclinaison plane du réservoir

L'inclinaison d'un réservoir correspond à la rotation du plan de pose du réservoir.

La cause principale de l'inclinaison est la capacité portante insuffisante et/ou une stabilité insuffisante de l'assise sous la robe [14].

Critère d'acceptabilité:

- **Evaluation selon l'EEMUA 159 et le CODRES 2009**

L'inclinaison maximale de la robe devra rester inférieure à $h/100$ à défaut, un programme de surveillance doit être mis en place pour détecter une éventuelle évolution [14].

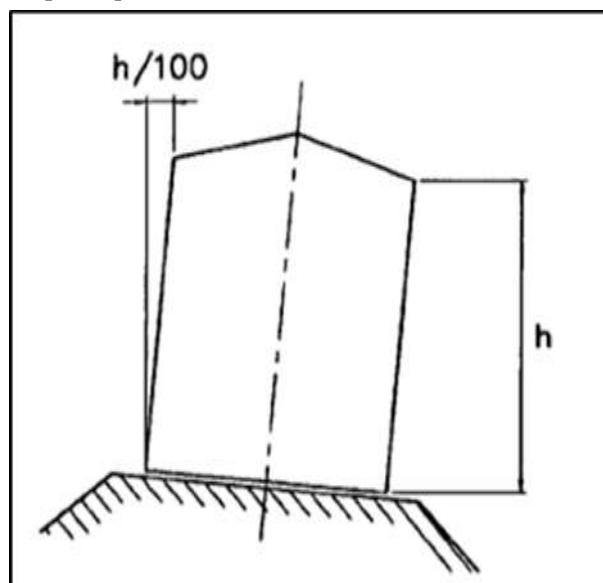


Figure I. 14. Inclinaison du réservoir [14].

I.8.2. Tassements non uniformes

I.8.2.1. Tassements localisés à la périphérie du fond du réservoir

La portion des fondations à la périphérie du réservoir peut se dégrader du fait par exemple d'un manque de compactage de cette zone, d'une largeur insuffisante de cette zone ou encore de l'érosion due à la pluie.

Il convient de porter une attention particulière lorsque la déformation du bord se produit sur une faible longueur du pourtour car cela risque d'engendrer des contraintes locales élevées dans les soudures de la jonction robe/fond [14].

Critère d'acceptabilité

- **Evaluation selon l'EEMUA 159 et le CODRES 2009**

a- Réservoir à toit fixe sans écran flottant de diamètre inférieur à 40 mètres

Le tassement différentiel maximum acceptable entre deux points quelconques de la périphérie d'un réservoir à toit fixe sans écran flottant, mesuré au plus près de la limite virole/fond est à déterminer en fonction de son diamètre selon la courbe suivante : [14]

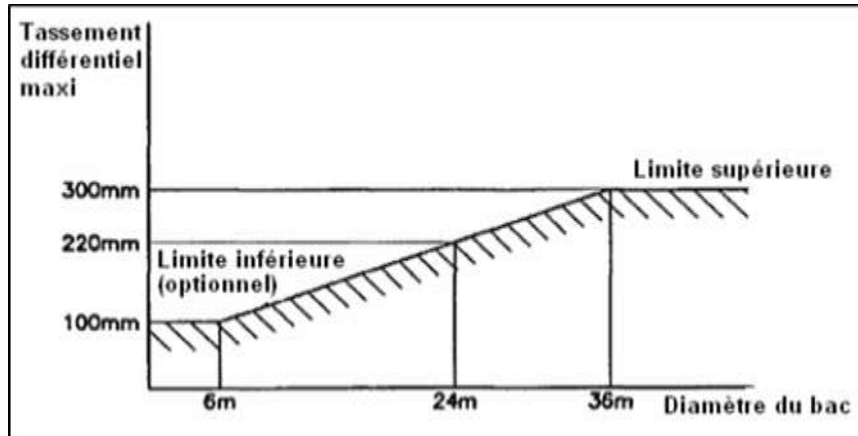


Figure I. 15. Courbe du tassement différentiel maximal en fonction du diamètre du bac [14].

Le tassement différentiel maximum acceptable entre deux points quelconques de la circonférence ne doit pas excéder 300 mm. Il doit rester inférieur à 100 mm pour des réservoirs de moins de 6 m de diamètre. Pour les valeurs de diamètre comprises entre 6 m et 36 m, le tassement différentiel maximum acceptable est déterminé par la formule suivante [14]:

$$T_d \leq \left(\frac{200}{30} \times (D - 6) \right) + 100 \quad (\text{I.12})$$

Ou :

T_d : Tassement différentiel maximum acceptable (mm) ;

D : Diamètre du réservoir (m).

b- Réservoirs à toit fixe de diamètre supérieur à 40 mètres équipés d'écran flottant

Pour les réservoirs à toit fixe, dont le diamètre est supérieur à 40 mètres, la flèche maximale acceptable entre deux points de mesures consécutifs est déterminée par la formule suivante [14]:

$$D_{mes} = \frac{11000 \times dt^2 \times K}{2 \times E \times H} \quad (\text{I.13})$$

Ou :

D_{mes} : Flèche maximale acceptable entre 2 points consécutifs (mm) ;

dt^2 : Distance entre 2 points de mesures consécutifs (m) ;

K : Limite d'élasticité de la tôle de fond périphérique (MPa) ;

E : Module d'élasticité d'Young (MPa) ;

H : Hauteur totale de la robe du réservoir (m).

Cette flèche maximale doit également être évaluée en rapport avec l'inclinaison du réservoir et de la plage d'exploitation du joint de toit flottant [14].

- **Exigence complémentaire selon le CODRES 2009**

Pour les réservoirs à toit flottant et les réservoirs à toit fixe munis d'écran flottant, le tassement différentiel maximum acceptable entre deux points quelconques de la circonférence ne doit pas excéder 200 mm. [14].

I.8.2.2. Tassement localises en bordures

- **Evaluation selon l'EEMUA 159**

Le tassement, lorsqu'il concerne la bordure périphérique, doit faire l'objet d'une analyse particulière du fond et de la soudure robe/fond. Les déformations induites par un tassement périphérique localisé du fond doivent être relevées selon la figure suivante :

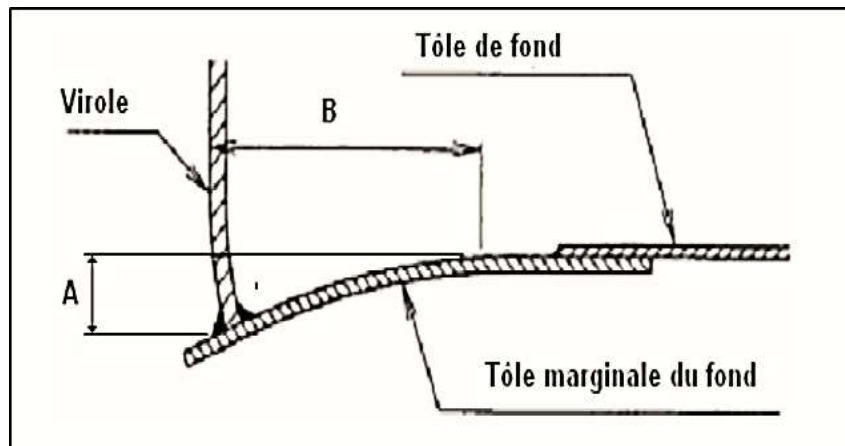


Figure I. 16. Tassement maximal acceptable des bords [14].

Le tassement maximum acceptable aux bords est de 125 mm (**A**) au niveau de la virole et sur une longueur maxi de 750 mm (**B**) en radial [14].

I.8.2.3. Déformations des fonds des réservoirs

Il est assez courant qu'il y ait déformation du fond avec formation d'un profil bombé en raison du tassement du sol. La tolérance pour cette forme de tassement est fonction du degré initial de conicité introduit au moment de la construction. La longueur excessive de la tôle selon le diamètre du réservoir peut donner naissance à la formation d'ondulations [14].

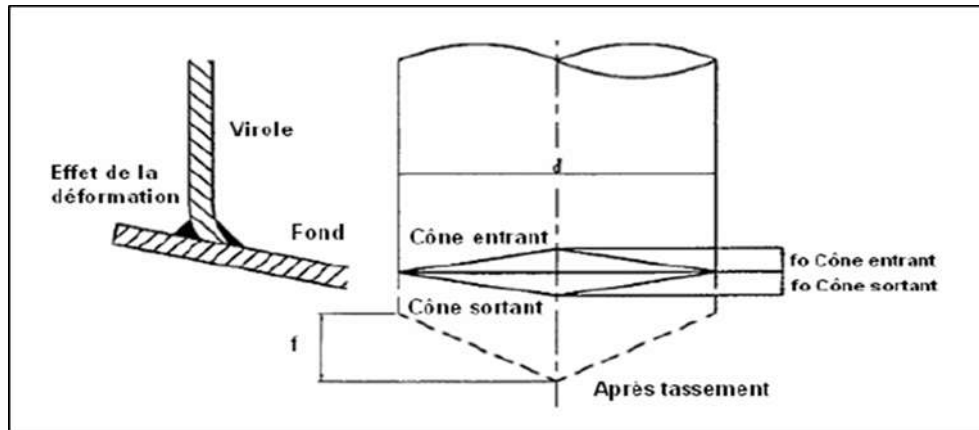


Figure I. 17. Tassement au fond du bac [14].

- Evaluation selon L'EEMUA 159

$$f_{max} = \frac{D}{100} \times \sqrt{\left[\left(\frac{100f_0}{D}\right)^2 + 3280 \times \frac{K}{E}\right]} \quad (I.14)$$

Où:

f_{max} : Flèche maximale acceptable entre le centre et le bord.

f_0 : Flèche initiale convexe ou concave entre le centre et la périphérie (m).

E : Module d'élasticité d'Young (MPa).

K : Limite élastique de la tôle de fond (MPa).

D : Diamètre du réservoir (m).

I.8.3. Dégradations liées au fonctionnement cyclique

Pendant les cycles de vidange et de remplissage de fortes amplitudes, la robe du réservoir subit des efforts transversaux entraînant une déformation élastique. Comme le fond ne se déforme pas de la même façon que la robe, des contraintes sont générées au niveau de la zone critique [14].

Le nombre de cycles d'un réservoir de stockage est toutefois faible pour initier des problèmes de fatigue métallurgique. En effet, même dans le cas d'un stockage "journalier", en comptant 1 cycle par jour et une durée d'exploitation de 100 ans [14].

Pour un tel nombre de cycles la fatigue ne pourrait se manifester que dans le cas de fortes contraintes proches de la résistance à la rupture. Or les codes de construction limitent les contraintes typiquement à 40 % de la rupture et 66 % de la limite élastique [14].

I.9. Influence des tassements sur la viabilité

La rotation du réservoir selon un plan incliné entraîne une élévation du niveau liquide et une augmentation de la contrainte sur la robe du réservoir. Comme pour le tassement uniforme, il faudra s'assurer que les lignes de drain et tuyauteries peuvent s'adapter aux variations de niveau du réservoir. Une inclinaison excessive peut également favoriser le coincement des joints périphériques du toit flottant et limiter son mouvement [15].



Figure I. 18. Rupture de la tuyauterie due à un tassement excessif [15].

I.10. Comportement des fondations d'ouvrages sur les sols mous de Bejaïa renforcés par des colonnes ballastées :

Dans cette article, les auteurs ont analysé et discuté quelques cas pathologiques liés au comportement des sols et à l'exploitation des données d'auscultation de tassements sur les fondations d'ouvrages stratégiques implantés sur les sols compressibles de la zone portuaire de Bejaia [4].

Ils se sont penchés en particulier sur les tassements subis par les ouvrages suivants :

a- Bacs de stockage de pétrole du terminal marin de Bejaia

Le terminal marin de Bejaia est une zone de stockage d'hydrocarbures liquides. Le site renferme seize bacs métalliques de forme cylindrique de capacité variable de 35000 à 50000 m³. Les bacs ont été construits en 1957. Leur structure est composée d'un assemblage de viroles métalliques soudées sur une fondation souple en tôles métalliques. Le diamètre des bacs varie de 56 à 67 m et leur hauteur est de 16 m [4].

Vers la fin des années 1980, 3 bacs ont subi des tassements différentiels, une ovalisation et une perte de verticalité. Ces pathologies étaient préjudiciables pour leurs structures (coincement du toit flottant, déformations excessives du fond et contraintes parasites), par conséquent leur mise hors service a été prononcée. Les tassements différentiels mesurés ont atteint les valeurs maximales de 28 cm, 22 cm et 18 cm [4].

En 1991, une investigation géotechnique a été effectuée, et complétée en 1992, un confortement en reprise en sous œuvre a été effectué par un système fondations semi profondes composées de micros pieux injectés. Cette investigation révèle que le site est constitué d'une stratification de couches alluvionnaires à dominance argilo-sableuse imprégnées de vases au niveau du terminal marin nord à sableuse et graveleuse avec intercalation de couches de sables limoneux et vaseux au niveau du terminal sud qui est proche du milieu marin [4].

Par ailleurs, d'autres bacs, ont été touchés par des affaissements différentiels excessifs vers la fin des années 1990. La reprise en sous œuvre des fondations avait nécessité une étude de sol complémentaire réalisée en 1998 à la périphérie des ouvrages en question [4].

b- Site de la batterie de 24 silos de stockage de céréales en béton armé

La batterie de stockage est composée de 24 silos en béton armé encastrés sur six radiers rigides carrés de 36 m de côté et de 1.30 m d'épaisseur fractionnés par des joints de rupture de 5 cm. La capacité de stockage maximale de chaque silo est de 5000 tonnes. Le diamètre intérieur et la hauteur des silos sont respectivement de 16 m et 40 m. L'épaisseur de la paroi est de 28 cm. La distance entre deux silos est de 1.44 m. Les contraintes à l'ELS transmises sous les radiers sont 2.17 bars [4].

c- Site de la batterie de 10 silos métalliques de stockage de céréales

L'ouvrage est composé d'une batterie de dix silos métalliques destinés au stockage de céréales d'une capacité totale de 76000 tonnes. Les silos sont fondés sur un radier général en béton armé de forme rectangulaire de 75 cm d'épaisseur et de 122x51 m² de superficie surmontant deux galeries souterraines communiquant avec les trémies de vidange aux extrémités [4].

L'examen des coupes lithologiques des sondages montre une succession de couches sédimentaires de limons et de sables vaseux jusqu'à 30 m de profondeur, puis on rencontre une couche de marne plastique parfois vaseuse. Le niveau de la nappe phréatique est détecté à partir de 2 m de profondeur. La couche superficielle du site sur les douze premiers mètres est caractérisée par un indice des vides variable de 1.06 à 1.30 et un indice de compressibilité C_c variant entre 37% et 54%. Ces résultats traduisent la nature très meuble du sol et sa forte compressibilité. Les essais au pénétromètre dynamique ont mis en évidence une certaine homogénéité horizontale de la formation alluvionnaire. La valeur minimale de la résistance en pointe enregistrée est de 0.8 à 1.0 MPa sur les douze premiers mètres. A partir de cette profondeur les résistances de pointe dynamique sont en générale supérieures à 10 MPa (entre 10 et 15 MPa) [4].

I.11. Conclusion

Le problème du tassement des fondations est très important vu son influence sur l'étude des grandes constructions modernes a structure rigides et très complexe car il existe un nombre élevé de facteurs à prendre en considération.

En l'état actuel des ressources de la Mécanique des Sols et grâce aux résultats encourageants des recherches récemment entreprise dans le domaine de l'expérimentation, on peut toutefois prévoir, avec une approximation raisonnable, l'amplitude des tassements, et fixer le taux de travail du sol de façon à utiliser au mieux les possibilités du terrain et à éviter tout désordre grave dans la construction.

Les bacs de stockage sont des structures sensibles aux tassements, qui requièrent une étude géotechnique minutieuse, qui prend en compte la variabilité et l'hétérogénéité des sols. La compressibilité du site est étudiée à partir des essais au laboratoire et les essais in situ, puis modélisée avec un renforcement par des calculs aux éléments finis.

CHAPITRE II Caractéristiques techniques de l'ouvrage et descente de charges.

II.1. Introduction

Le stockage des produits énergétiques rentrant dans l'industrie du pétrole s'effectue principalement dans des réservoirs métalliques, qui diffèrent selon la nature du produit et la capacité à stocker.

II.2. Présentation du projet

II.2.1. Présentation de l'entreprise

NAFTAL est une entreprise publique détenue par l'état Algérien, filiale à 100 % de SONATRACH, elle a pour mission principale, la distribution et la commercialisation des produits pétroliers sur le marché national. Elle intervient dans les domaines :

- De l'enfûtage GPL ;
- De la formulation de bitumes ;
- De la distribution, stockage et commercialisation des carburants, GPL, lubrifiants, bitumes, pneumatiques, GPL/carburant, produits spéciaux ;
- Du transport des produits pétroliers.

II.2.2. Infrastructures

Infrastructures opérationnelles :

- 47 dépôts carburants terre ;
- 42 centres et mini-centres GPL ;
- 09 centres vrac GPL ;
- 47 dépôts relais ;
- 30 centre et dépôts aviation ;
- 06 centres marins ;
- 15 centres bitumes ;
- 24 centres lubrifiants et pneumatiques ;
- Un réseau de transport pipelines d'une longueur de (2 720 km) ;
- Un réseau de stations-service de 674.

NAFTAL dispose de deux centres de formation d'entreprise qui accompagnent les plans annuels et pluriannuels de formation.

II.2.3. Description de l'ouvrage

L'entreprise projette la réalisation de deux bacs de stockages de 5000 m³ chacun, destinés au stockage du gasoil qui présente une masse volumique de 860 Kg/m³, à l'intérieur du district CBR à l'arrière port, de la Wilaya de BEJAIA.

II.3. Caractéristiques du projet

- Superficie du terrain : 1083.17 m^2
- Dimensions des bacs :
 - Diamètre : 20 m
 - Hauteur : 17.5 m

II.3.1. Présentation infrastructure

- Gros béton dose a 250 Kg/m^3 ciment CPJ prise MER ;
- Béton armé dose a 350 kg/m^3 ciment CPJ prise MER sera exécuté pour un radier de 22.2 m de diamètre et 0.45 m d'épaisseur ;
- Résistance du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Acier Fe 400 à haute adhérence ;
- Enrobage des armatures 5 cm .

II.3.2. Présentation superstructure

Elle est en forme de cylindre en acier de diamètre $D = 20 \text{ m}$ et de hauteur de $H = 17.5 \text{ m}$. La super structure est composée de :

La robe

La robe est composée de viroles en acier de type **A283grC** rectangulaire d'épaisseur différente qui est courbées d'un rayon de 10 m . L'épaisseur de chaque virole diminue de la virole en bas à la dernière virole du haut.de la manière qui suit :

Tableau II. 1. Dimension et poids des viroles.

Viroles	Désignation	Poids unit (Kg)	Nbr	Total (Kg)
Virole 1	Tôle de 9400×2400 .Eps : 14 mm	2479.36	6	14876.16
	Tôle de 6462×2400 .Eps : 14 mm	1704.41	1	1704.41
Virole 2	Tôle de 9400×2400 .Eps : 11 mm	1948.05	6	11688.33
	Tôle de 9400×2400 .Eps : 11 mm	1339.18	1	1339.18
Virole3	Tôle de 9400×2400 .Eps : 10 mm	1770.96	6	10625.76
	Tôle de 9400×2400 .Eps : 10 mm	1217.44	1	1217.44
Virole 4	Tôle de 9400×2400 .Eps : 09 mm	1593.86	6	9563.18
	Tôle de 9400×2400 .Eps : 09 mm	1095.7	1	1095.7
Virole 5 et 6	Tôle de 9400×2400 .Eps : 07 mm	1239.67	12	14876.04
	Tôle de 9400×2400 .Eps : 07 mm	1704.41	2	3408.82
Virole 7	Tôle de 9400×2400 .Eps : 07 mm	800.62	6	4803.72
	Tôle de 9400×2400 .Eps : 07 mm	550.38	1	550.38
Virole 8	Tôle de 9400×2400 .Eps : 07 mm	795.45	6	4772.73
	Tôle de 9400×2400 .Eps : 07 mm	546.83	1	546.33
Total (Kg)				81068.16

La robe est conçue pour résister aux contraintes hydrostatiques, développées par le liquide stocké qui est le gasoil.

Le fond

Le fonds est constitué de tôle de 06 mm d'épaisseur qui vont être soudées avec la robe de l'intérieur et de l'extérieur.il est conseillé de réaliser une pente de 1% du centre du bac vers la périphérie.

Toit

Le toit est sous forme conique de 06 mm d'épaisseur.

Les accessoires

Cette structure est composée de plusieurs accessoires (escalier, tuyauterie ...etc.).

D'après la fiche technique le réservoir pèse **81846.56 Kg**.

II.4. Calcul de la descente de charge- **Charge permanente G**• **Poids du bac**

$$P_b = 81846.56 \times 10 = 818465.6 \text{ N} = \mathbf{818.46 \text{ KN}}$$

• **Poids du radier**

Diamètre du radier = 22.2 m.

Poids du radier sans couronne

P_1 : Poids du radier sans couronne.

Rayon du radier = 11.1 m.

Hauteur du radier = 0.45 m.

Poids volumique du béton en $(\text{KN}/\text{m}^3) = 25 \text{ KN}/\text{m}^3$.

$$P_1 = \pi \times 11.1^2 \times 0.45 \times 25 = \mathbf{4352 \text{ KN}}$$

Poids de la couronne

P_2 : Poids de la couronne.

Surface de la couronne = 28.55 m^2 .

Hauteur de la couronne = 0.8 m.

$$P_2 = 28.55 \times 0.8 \times 25 = \mathbf{571 \text{ KN}}.$$

Poids total du radier

$$P_r = P_1 + P_2 = 4352 + 571 = \mathbf{4923 \text{ KN}}$$

• **Poids du gros béton**

P_{gb} : Poids gros béton.

Rayon du gros béton = 11.3 m.

Épaisseur du gros béton = 0.2 m.

Le poids volumique = 23 KN/m^3

$$P_{gb} = \pi \times 11.3^2 \times 0.2 \times 23 = \mathbf{1844.35 \text{ KN}}$$

- Poids Tuf

Poids volumique du tuf bien compacte (KN/m^3) = $21 KN/m^3$

$$P_{Tuf} = \pi \times 9.875^2 \times 0.8 \times 21 = 5145 KN$$

$$G = P_b + P_r + P_{gb} + P_{Grave} = 12731.81 KN$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 5000 \times 8,60 = 43000 KN$$

Volume du gasoil stocké = $5000 m^3$

Poids volumique du gasoil (KN/m^3) = $8,60 KN/m^3$

- Calcul de la contrainte appliquée par l'ouvrage

$$\sigma_{app} = \frac{G+Q}{S} = \frac{12731.81+43000}{387} = 145 \frac{KN}{m^2} = 1.45 bars.$$

σ_{app} : Charge transmise par l'ouvrage au sol.

S : Surface du radier = $387 m^2$.

II.5. Situation géographique

Cet ouvrage sera implanté sur un terrain plat, projeté à l'intérieur du centre DISTRICT CBR à l'arrière port, Wilaya de BEJAIA.



Figure II. 1. Vue aérienne du site (Extrait sur Google Earth).

II.6. Contexte géologique et géotechnique

La dépression située entre les monts Gouraya au Nord et Sidi Boudraham au Sud-Ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Soummam et Seghir et interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire. Il résulte de l'histoire géologique que la zone portuaire prolongeant la plaine alluviale est constituée par des matériaux fins plus ou moins vasards (limons, argiles) et sables déposés sur un substratum rocheux assez profond rencontré à environ 40 à 50 m, de nature marno-calcaire du crétacé [3].

Sur le plan géotechnique, la plupart des terrains ont été couverts par des essais de reconnaissance pour évaluer la résistance des sols et leur degré de constructibilité. Il s'avère que les couches superficielles de nature alluvionnaire, à dominance sablo-argileuse et parfois hétérogènes, n'ont pas encore atteint un degré de consolidation suffisant, par conséquent leur capacité portante est faible et leur compressibilité est élevée. La **Figure II.2** présente quelques caractéristiques mesurées sur les sols de la zone portuaire [4].

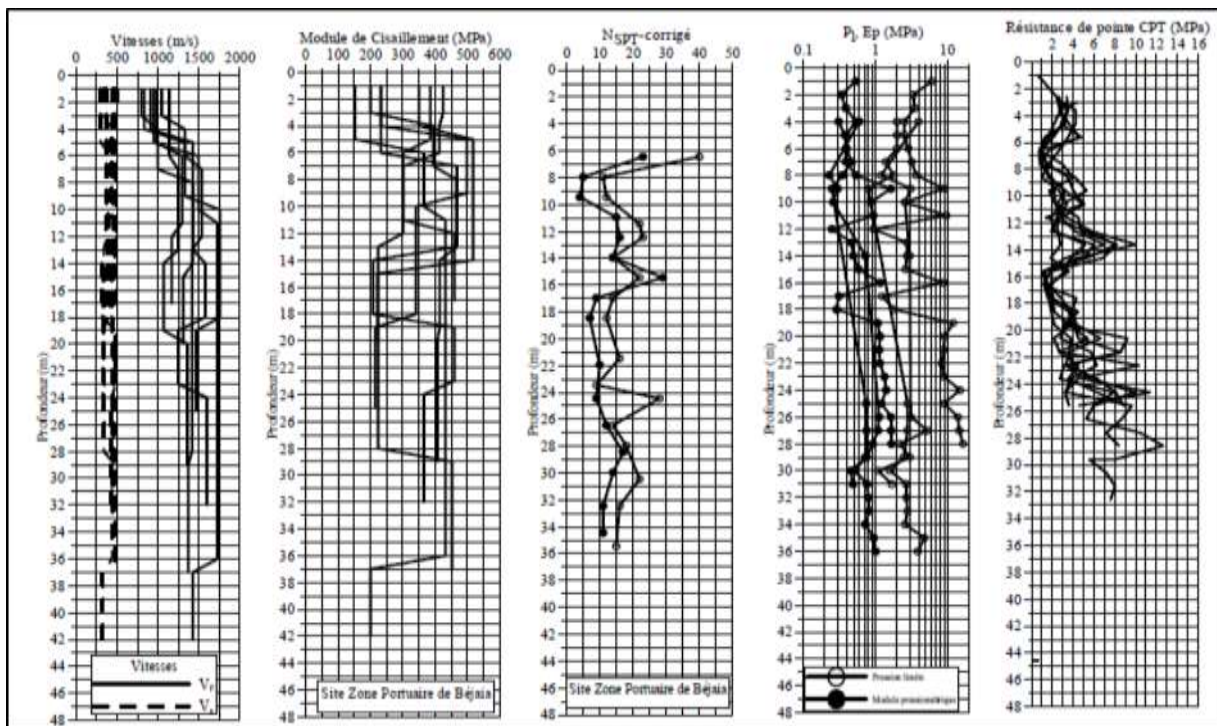


Figure II. 2. Quelques résultats d'essais réalisés sur le site portuaire de Bejaia [4].

II.7. Contexte climatologique

Le climat de Bejaia est chaud et tempéré. La température moyenne annuelle est de 17.7 °C. La moyenne des précipitations annuelles atteints 830 mm [16].

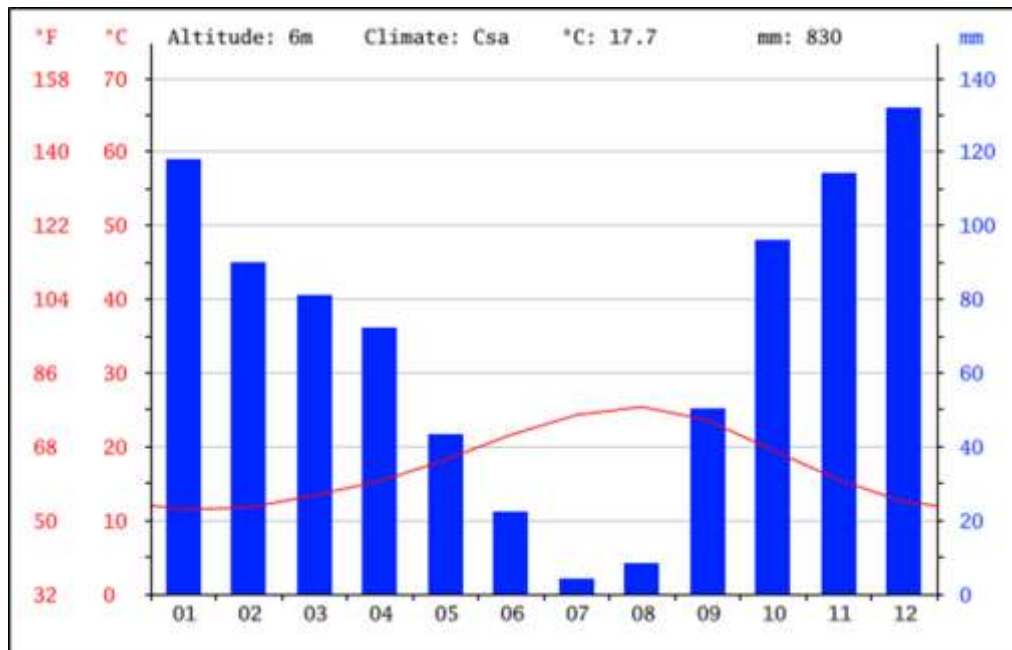


Figure II. 3. Diagramme climatique de la ville de Bejaia (2013) [16].

Le mois le plus sec est celui de Juillet avec seulement 4 mm. Une moyenne de 132 mm fait du mois de Décembre le mois ayant le plus haut taux de précipitations [16].

II.8. Contexte sismologique de la ville de Bejaia

La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique. Provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par des tremblements de terre. Les données du centre de recherche en astronomie et géophysique (CRRAG) montrent qu'elle est très active en secousses de moyennes intensités. Le mécanisme générateur est essentiellement lié à la présence d'une faille à Kherrata qui est située à 60 km sud-ouest de la ville de Bejaia.

D'après le règlement technique parasismique algérien RPA 99 (version 2003), la wilaya de Bejaia est classée en zone 2 et l'ouvrage dans le groupe 1B.

II.9. Conclusion

D'après la nature de la zone étudiée le sol présente une faible portance, une forte compressibilité. Le risque de liquéfaction et d'inondation des oueds, sont parmi ces aléas et constituent une contrainte en matière d'urbanisation. Pour cette raison une étude géotechnique sérieuse est approfondie du sol est donc nécessaire avant l'implantation de l'ouvrage.

CHAPITRE III Investigation géotechnique et dimensionnement des fondations.

III.1. Reconnaissance géotechnique

III.1.1. Introduction

Dans tout projet de construction, et avant le dimensionnement des fondations, on doit réaliser une étude géotechnique. Lors de cette étude on doit prendre en compte la nature des formations constituant le sous-sol du site où il est prévu de réaliser ce projet. Cette prise en compte permet d'adapter le projet au site envisagé, de définir les systèmes de fondations de l'ouvrage.

L'organisme chargé d'effectuer cette étude, doit effectuer deux types de reconnaissances, la première est une reconnaissance sur site (essai au pénétromètre statique et dynamique), ainsi que des sondages carottés sur le terrain, afin de réaliser des essais de laboratoire (analyse granulométrique, limites d'Atterberg, l'essai œdométrique).

III.1.2. Reconnaissance in-situ

Les essais in-situ sont obligatoires, lors de la reconnaissance géotechniques, ces essais permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place (perméabilité, cohésion, cisaillement, ...etc.).

Le choix des essais à réaliser dépend du type de l'ouvrage à réaliser et des conditions géologiques et morphologiques du site.

III.1.2.1. Organisation

Le programme de reconnaissance a été fixé par NAFTAL qui consiste à réaliser :

- Deux sondages carottés de 30 m de profondeur ;
- Un essai au pénétromètre dynamique lourd type Borro ;
- Un essai au pénétromètre statique.

III.1.2.2. Sondages carottés

Le sondage carotté est un mode d'investigation qui permet de réaliser un prélèvement des échantillons de sol à l'aide d'un appareil appelé carottier (échantillons continus ou remanié), le prélèvement s'effectue soit par battage ou par rotation.

Les carottes prélevées, sont conditionnées (pour préserver leur intégrité pour éventuels tests) présentées dans des caisses précisant leur nature notamment la profondeur de leur extraction.

Les coupes de sondages montrent que les sols sont constitués par :

Tableau III. 1. Résultats des sondages carottés.

Sondages	Profondeur	Type du sol
Sc1	0.00 + 2.00	Remblais : TVO
	2.00 + 3.50	Sable limoneux à argileux
	3.50 + 30	Limons vaseux à quelques fois argileux
Sc2	1.00 + 1.80	Remblais : TVO
	1.80 + 3.50	Sables limoneux à argileux
	3.50 + 30	Limons vaseux à quelques fois argileux

III.1.2.3. Essais au pénétromètre statique

Un essai de 10 m de profondeur a été réalisé. Les résultats sont donnés sous forme de courbe de variation de $q_c(z)$, **Figure III.1**

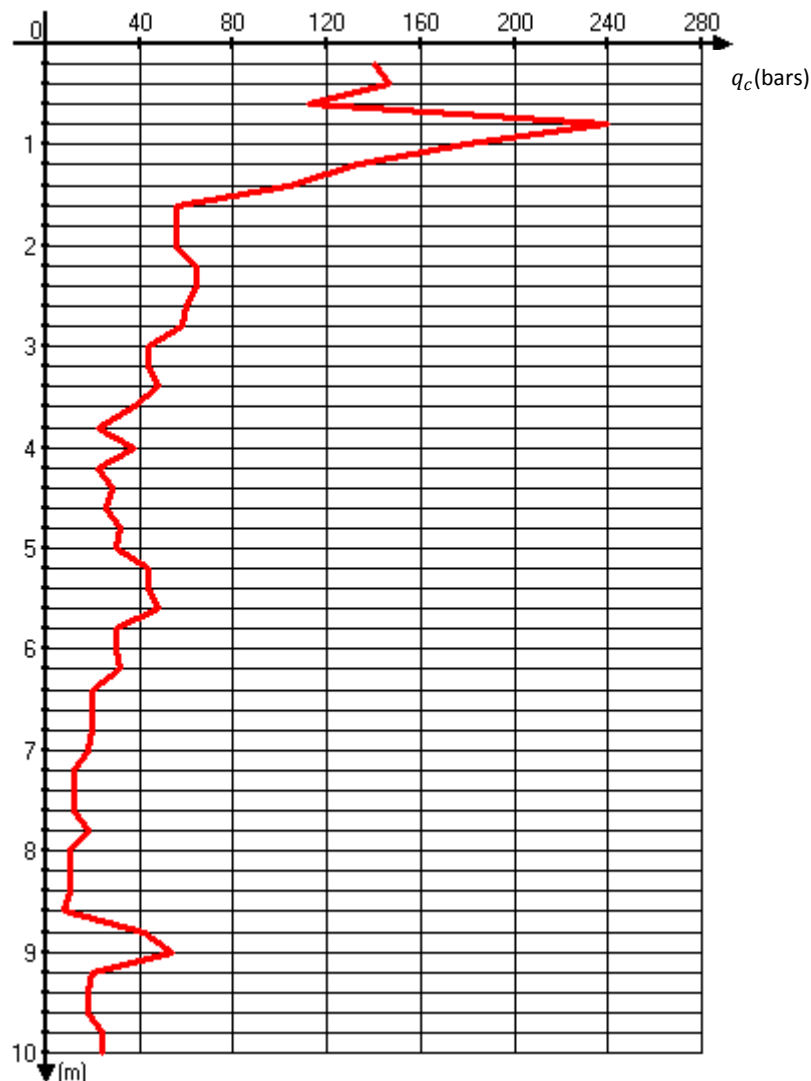


Figure III. 1. Courbe de variation $q_c(z)$.

L'examen du pénétrogramme dénote une certaine hétérogénéité vertical de la résistance de pointe q_c des sols à partir de 2 m de profondeur.

III.1.2.4. Essais au pénétromètre dynamique lourds de type borro

L'essai de pénétration dynamique permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à l'enfoncement de celui-ci. Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Cet essai consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur standard (échantillonneur Raymond) sous les coups d'un marteau-pilon d'un poids de 63,5 kg et d'une hauteur de 76 cm. Soit ce marteau, tombant en chute libre sur l'outil échantillonneur, trois mesures sont effectuées en comptant le nombre de coups nécessaire à chaque fois pour l'obtention d'une pénétration de l'outil de 15 cm.

Ainsi, l'essai de pénétration dynamique permet d'obtenir des renseignements relatifs :

- A la succession des différentes couches de terrain,
- A l'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),
- Au repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

L'essai pénétrométrique (P1) enregistre des résistances fortes en surface entre (0 et 2 m) de profondeur et faibles au-delà.

Les résultats des pénétromètres sont insérés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 2. Résultats du pénétromètre.

Essais pénétrométrique	Profondeurs en mètres	Résistances de pointe moyenne $R_{p\ moy}$	Profondeur du refus (m)
P1	0.0 + 1.8	250	Non atteint
	1.80 + 8.0	30	
	8.0 + 10.0	50	

III.1.3. Niveau d'eau dans les trous de forages

Lors de la réalisation des sondages carottés, la présence d'eau a été détectée dans les sondages à 1.6 m de profondeur.

III.1.4. Essais au laboratoire

Après l'extraction des échantillons de sol, une partie sera remaniée pour servir aux essais d'identification, et l'autre partie restera intacte pour servir aux essais mécaniques.

Les sols récupérés sont en majorité des sols sablo-limoneux vaseux, les essais in situ sont les plus recommandés. Les échantillons ont été prélevés des sondages selon la norme française NF P94-202.

Nous avons réalisé les essais de laboratoire suivants :

- Mesure de densités NF P94-064
- Mesure de la teneur en eau NF P94-065
- Œdomètre NF P94-090
- Analyses chimiques
- Granulométrie NF P94-057
- Limites d'Atterberg NF P94-051

Les résultats de ces essais sont insérés dans les tableaux ci-après :

III.1.4.1. Essais d'identifications

Afin d'identifier et classer le sol, on doit réaliser plusieurs essais appelés essais d'identification :

- **Essais physiques** : ils sont effectués pour déterminer divers propriétés physiques du sol, tels que les poids volumique humide γ_h , sec γ_d , la teneur en eau naturelle W %, le degré de saturation S_r %.
- **Limites d'Atterberg (plasticité)** : Ils définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs (Indice de plasticité I_p , Limite de liquidité W_L).

Tableau III. 3. Résultats des essais d'identification.

Sondage	Profondeur (m)	w (%)	Limites		Densités (t/m^3)		S_r (%)
			W_L (%)	I_p (%)	γ_h	γ_d	
SC2	2.8/3.0	17	29.2	16.0	2.05	1.8	100
SC2	8.80/9.30	24.8			1.95	1.6	100
SC2	5.8/6.1	24	37.5	20.1	1.76	1.65	100
SC1	5.8/6.1	26			1.82	1.67	100

Discussion des résultats

- Les densités sèches sont assez élevées ($1.8 t/m^3$) entre 0 et 6 m de profondeur et faibles ($1.6 t/m^3$) au-delà.
- Les teneurs en eau sont moyennement élevées : $17\% < w < 32\%$
- Ces sols sont saturés.
- Les résultats des analyses granulométriques montrent que 60 à 80 % des éléments sont inférieurs à 0.2 mm. Ces sols sont constitués de limons sableux et argileux.
- La limite de liquidité W_L est comprise entre 29 et 37.5 % et l'indice de plasticité I_p est entre 16 et 20 %. Ces valeurs reportées sur le diagramme de Casagrande permettent de classer ces sols parmi les limons peu plastiques.

III.1.4.2. Essais Œdométriques

Les résultats des essais sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4. Résultats d'essai œdométrique.

Echantillon Profondeur	Pression de consolidation σ_c (bars)	Indice de compressibilité c_c	Coefficient de gonflement c_s
SC1 5.00 – 5.40 m	0.519	0.127	0.018
SC1 8.80 – 9.3 m	0.285	0.158	0.023
SC2 8.25 – 8.55 m	0.285	0.279	0.067

III.1.4.3. Analyse chimique :

L'analyse chimique d'un sol est une procédure visant à caractériser la composition et les qualités physicochimiques d'un sol.

a- Analyse chimique des sols

Tableau III. 5. Résultats de l'analyse chimique des sols.

Désignation des échantillons	Teneur exprimée en % par rapport au mat. sec				Teneur en anions de sulfate
	% insoluble	% carbonate	% chlorure	% gypse	So ₄ ⁻ mg/Kg
E5 (2.50 m)	57.39	30.23	0.35	Néant	Néant
E6c (12.3 m)	59.86	28.90	Néant	Néant	Néant

b- Analyse chimique des eaux de la nappe**Tableau III. 6.** Résultats de l'analyse chimique des eaux de la nappe.

Désignation	ACE 3 (1.80 m)
- PH	- 8.3
- Résidu sec	- 1248 mg/l
- Co2 agressif	- Néant
- Calcium (Ca ++)	- 283 mg/l
- Mg ⁺⁺	- 354 mg/l
- Sulfates SO ₄ ⁻⁻	- 156 mg/l
- Chlorures CL ⁻	- 712.6 mg/l
- Carbonates Co3	- 4.8 mg/l
- Bicarbonates HCO ₃	- 110.8 mg/l

Discussion des résultats

Les sols prélevés des sondages aux profondeurs révèlent un pourcentage de carbonates entre 28 et 30 % et une absence d'éléments sulfatés.

Par contre dans les eaux de la nappe dont le niveau est de 1.6 mètres de profondeur, ce niveau remonte en surface lors des périodes pluvieuses, les analyses chimiques montrent une concentration d'ions de sulfate SO₄⁻⁻ de l'ordre de 156 mg/l et des Chlorures de l'ordre de 712 mg/l, cette eau est agressive pour les bétons de fondations et corrosive pour produits métalliques.

Dans ce cas, l'utilisation du ciment CPJ prise MER pour la réalisation du gros béton et du radier.

III.1.5. Potentiel de liquéfaction des sols

La liquéfaction se produit sous l'action des vibrations notamment des séismes. Provoquant dans les sols des contraintes de cisaillement importants.

Un sol saturé sableux sous la nappe soumis à des sollicitations très brèves engendre une augmentation rapide des pressions interstitielles et une chute des contraintes normales effectives.

Selon (Philiponat G, 1998) certains sols sont sensibles au phénomène de liquéfaction sous les conditions ci-après :

- Matériau pulvérulent ou à des faibles cohésions ;
- Degré de saturation proche de 100 % ;
- Sollicitation rapide ;
- Granulométrie peu étalée, le coefficient d'uniformité $C_u < 15$;
- Le diamètre à 50 % d'éléments est tel que : $0.05 < D_{50} < 1.5 \text{ mm}$;

Les sols rencontrés présentent les caractéristiques ci-après :

1^{ère} couche : sables limoneux

- Nature des sols : Sables limoneux baignés sous une nappe d'eau ;
- $S_r = 100 \%$;
- $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.065}{0.006} = 11 < 15$;
- $D_{50} = 0.035 \text{ mm}$ n'est pas compris entre les valeurs 0.05 et 1.5 mm ;

2^{ème} couche : limons vaseux

- Natures des sols : limons vaseux baigné sous une nappe d'eau ;
- $S_r = 100 \%$;
- $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.042}{0.006} = 7 < 15$;
- $D_{50} = 0.032$ n'est pas compris entre les valeurs 0.05 et 1.5 mm ;

Au vu de ses résultats, ces sols présentent un risque de liquéfaction vis à vis actions sismiques. L'adoption d'un renforcement par le procédé des colonnes ballastées contribue à la réduction de ce risque, vu le caractère drainant du ballast.

III.1.6. Conclusion

D'après les résultats des essais in situ (sondages carottés avec SPT), nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Ancrage des fondations à partir de $D' = 2$ m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel ;
2. Présence d'eau à -2.00 mètre de profondeur aux sondages N°01 et N°02 ;
3. Un pompage d'eau permanent est indispensable afin de rabattre le niveau de la nappe pour faciliter les travaux de fondations ;
4. Un étalement des parois est nécessaire pour éviter le glissement des berges des talus et d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructures ;
5. Eviter les travaux de terrassement en périodes de pluies ;
6. Nous pouvons classer le sol en catégorie S4 (Selon l'article 3.3.1 règlement parasismique algérienne RPA 99/Version 2003) ;
7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique RPA 99/Version 2003), la région de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne Iia. D'où, il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

III.2. Calcul de la capacité portante du sol

A partir des essais labo

$$\sigma_s = \gamma \times D' + \frac{5.14 * c * 1.3}{3}$$

A court terme $\begin{cases} c_u \neq 0 \\ \varphi = 0 \end{cases}$ car c'est le comportement le plus défavorable.

$H/B = 0.11$ Inférieur a 1.5 il faut prendre en compte la couche qui est sous la couche d'ancrage.

A partir de l'essai pénétromètre statique : $q_c = 9$ bars.

$c = 9/20 = 0.45$ bars.

$$\sigma_s = \gamma' \times D' + \frac{5.14 * c_u * 1.3}{3} = 0.10 \times 2.2 + \frac{5.14 * 0.45 * 1.3}{3} = \mathbf{1.22 \text{ bars}}$$

A partir de l'essai pénétromètre statique

Tableau III. 7. Résultats de l'essai pénétromètre statique.

Prof (m)	q_c (Bars)	Prof (m)	q_c (Bars)
0.2	140	5.2	44
0.4	146	5.4	44
0.6	112	5.6	48
0.8	240	5.8	30
1	180	6	30
1.2	134	6.2	32
1.4	104	6.4	20
1.6	56	6.6	20
1.8	56	6.8	20
2	56	7	18
2.2	64	7.2	12
2.4	64	7.4	12
2.6	60	7.6	12
2.8	48	7.8	18
3	44	8	10
3.2	44	8.2	10
3.4	48	8.4	10
3.6	38	8.6	8
3.8	22	8.8	42
4	38	9	54
4.2	22	9.2	20
4.4	28	9.4	18
4.6	26	9.6	18
4.8	32	9.8	24
5	30	10	24

Calcul de q_{cmoy} :

$$q_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n q_c}{n}$$

On a une couche de remblai de 2 m donc on calcul à partir de 2.2 m

$$q_{cmoy} = 30.4 \text{ bars}$$

$$q_c' = q_{cmoy} * 1.3 = 39.52 \text{ bars}$$

On remplace dans le **tableau III.7** toutes valeurs sup à q_c' par 39.52

On recalcule la moyenne à partir de 2.20 m

$$q_{ce} = 13.38 \text{ bars}$$

$$q_u = k_c * q_{ce} + q_0'$$

$$K_c = 0.32 \left(1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right)$$

$$D = 2.2 \text{ m (Ancrage)}$$

$$B = 22.2 \text{ m}$$

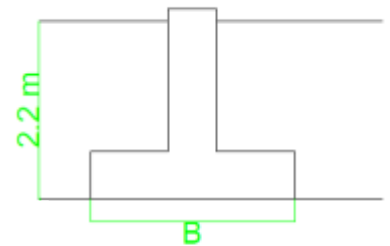


Figure III. 2. Ancrage de la fondation.

$$K_c = 0.33$$

$$q_0 = 0.01 \times 2.2$$

$$q_u = 0.33 \times 13.38 + 0.22 = 4.63 \text{ bars}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{q_u}{3} = 1.54 \text{ bars.}$$

Donc :

Essai CPT donne $\sigma_{adm} = 1.5 \text{ bars}$.

Et les essais de laboratoire donnent : $\sigma_{adm} = 1.2 \text{ bars}$.

L'écart relatif est de 25% , c'est correct.

Pour plus de sécurité, s'agissant d'un sol marécageux (présence permanente de nappe), on applique un coefficient de **sécurité de 4**

On aura donc $\sigma_{adm}(ELS)$ est de **1.18 bars**.

Remarque :

$$\sigma_{adm} < \sigma_{app}$$

La contrainte appliquée au sol est supérieure à la contrainte admissible du sol on doit procéder à un renforcement du sol.

III.3. Distribution des contraintes dans le sol :

On calcule la distribution des contraintes jusqu'à 1.5D.

On a une charge circulaire, l'augmentation de contraintes vertical est calculée par la méthode de Boussinesq. Le massif sous la charge circulaire en surface de rayon de profondeur infinie. La variation de la contrainte en un point se trouvant à une profondeur Z par rapport à la surface de chargement et à une distance horizontale r de l'axe de symétrie verticale de la fondation (**voir figure III.1**), est donnée par :

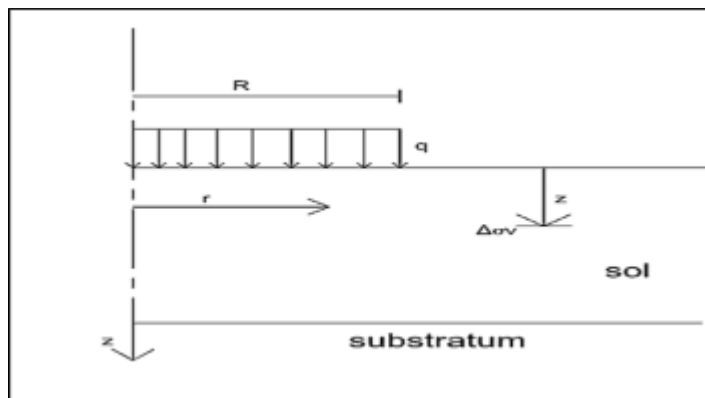


Figure III. 3. Schéma de surcharge circulaire.

$$\Delta\sigma_v = q \times I$$

I : Facteur d'influence de la surcharge q, qui dépend de la distance r et de la profondeur z. Le tableau qui regroupe les valeurs courantes de ce facteur est dans **le tableau III.8**

Tableau III. 8. Valeurs courantes du facteur d'influence I (cas de charge circulaire).

r/R		0	0.250	0.5	0.755	1	2	3
Z/R	0.2	0.992	0.990	0.978	0.898	0.465	0.001	0.0001
	0.4	0.949	0.936	0.885	0.735	0.430	0.006	0.0006
	0.6	0.864	0.840	0.766	0.615	0.397	0.016	0.0020
	0.8	0.756	0.727	0.625	0.523	0.363	0.028	0.0040
	1	0.646	0.619	0.553	0.449	0.330	0.041	0.0060
	1.2	0.547	0.523	0.469	0.388	0.298	0.052	0.0097
	1.4	0.460	0.442	0.400	0.337	0.269	0.061	0.0132
	1.6	0.390	0.374	0.342	0.294	0.241	0.067	0.0167
	1.8	0.332	0.319	0.295	0.258	0.217	0.071	0.0200
	2	0.284	0.274	0.256	0.227	0.195	0.073	0.0230
	2.5	0.200	0.193	0.184	0.168	0.150	0.072	0.0286
	3	0.146	0.142	0.137	0.128	0.118	0.067	0.0315
	4	0.087	0.085	0.084	0.080	0.076	0.052	0.0316
	5	0.057	0.056	0.056	0.054	0.052	0.041	0.0282

Dans le cas particulier où le point se trouve sur l'axe central du cercle ($r=0$), le facteur I_c peut se calculer par :

$$I = 1 - \frac{1}{\left[1 + \frac{R^2}{Z^2}\right]^{\frac{3}{2}}}$$

Les valeurs de $\Delta\sigma_v$ sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau III. 9. Résultats $\Delta\sigma_v$ pour $r=0$ m.

Z/R	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.5	3
Z(m)	0	2.22	4.44	6.66	8.88	11.1	13.32	15.54	17.76	19.98	22.2	27.75	33.3
I_c	1	0.99	0.94	0.86	0.76	0.65	0.55	0.46	0.37	0.32	0.28	0.19	0.15
σ_v (KPa)	145	143.55	136.3	124.7	110.2	94.25	79.75	66.7	53.65	46.4	40.6	27.55	21.75

Tableau III. 10. Résultats $\Delta\sigma_v$ pour $r=R/2=5.55$ m.

Z/R	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.5	3
Z(m)	0	2.22	4.44	6.66	8.88	11.1	13.32	15.54	17.76	19.98	22.2	27.75	33.3
I_c	0.984	0.978	0.885	0.766	0.652	0.553	0.469	0.400	0.342	0.295	0.256	0.185	0.137
σ_v (KPa)	142.68	141.81	128.33	111.07	94.54	80.18	68	58	49.59	42.77	37.12	26.82	19.86

Tableau III. 11. Résultats $\Delta\sigma_v$ pour $r=R=11.1$ m.

Z/R	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.5	3
Z(m)	0	2.22	4.44	6.66	8.88	11.1	13.32	15.54	17.76	19.98	22.2	27.75	33.3
I_c	0.5	0.465	0.430	0.397	0.367	0.330	0.298	0.269	0.241	0.217	0.195	0.15	0.118
σ_v (KPa)	72.5	67.42	62.35	57.56	53.21	47.85	43.21	39	34.94	31.46	28.27	21.75	17.11

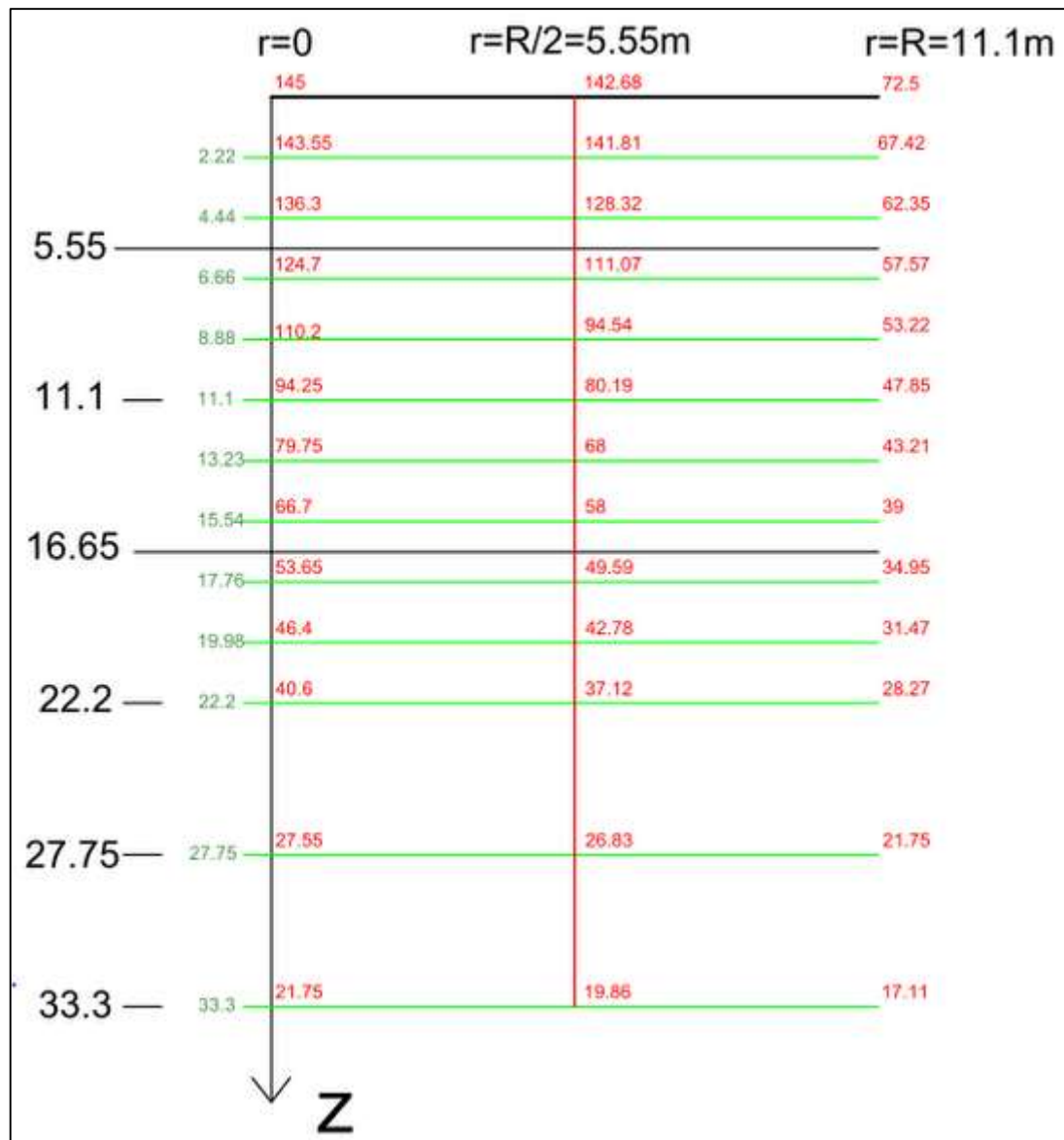


Figure III. 4. Variation de $\Delta\sigma_v$ en fonction de la profondeur en axisymétrie.

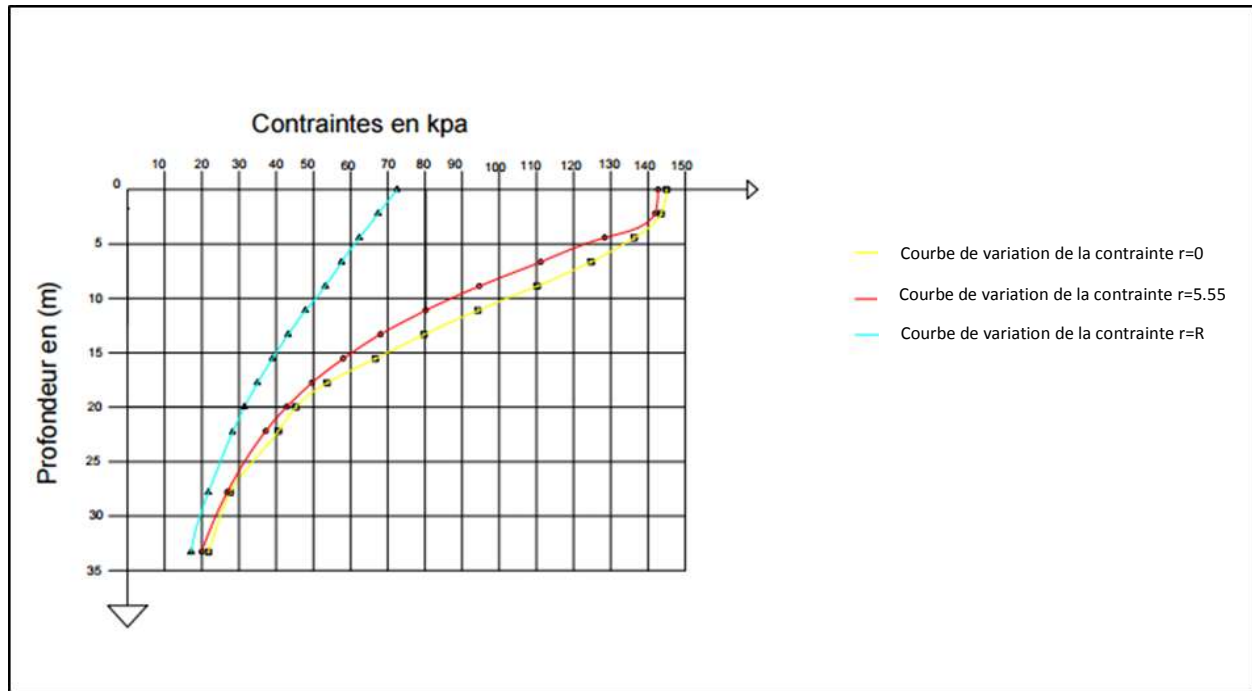


Figure III. 5. Courbe de variation de $\Delta\sigma_v$ en fonction de la profondeur.

III.4. Calcul de tassement

Skempton et Bjerrum, ont constaté que les tassements de consolidation observés sous les ouvrages sont souvent différents de ceux déduites des essais œdométriques. Ils ont attribué cette différence au caractère tridimensionnel des déformations immédiates des sols, qui comprendraient une partie du tassement calculé d'après les formules œdométriques. Pour tenir compte de cette différence, ils ont proposé de corriger le tassement par un facteur (A), comme suit [6]:

$$S_{oed i} = \mu(A) \times \Delta h_i$$

$$\mu(A) = \alpha_1 \times (1 - A) + A$$

A : Coefficient de pression interstitielle donnée suivant le tableau I.1.

α_1 : Est un coefficient déduit de la théorie d'élasticité selon la géométrie de la fondation et l'épaisseur de la couche de sol voir tableau I.2.

On a :

$$A = 0.5$$

Dans notre cas on a :

$$\frac{H_i}{B} = \frac{5.55}{22.2} = 0.25 \rightarrow \alpha' = 0.67$$

$$\mu(A) = 0.67 \times (1 - 0.5) + 0.5 = 0.835$$

III.4.1. Calcul de tassement avec l'essai œdométrique

Le sol est fortement compressible est normalement consolidé.

$$\Delta h_i = \frac{C_c}{1 + e_0} \times H_i \times \log \left(\frac{\sigma_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)$$

C_c : Indice de compressibilité ;

e_0 : Indice de vide initial = 0.635 ;

H_i : Hauteur de la couche ;

$\Delta \sigma_v$: Contrainte due à la surcharge ;

σ_{v0} : Contrainte effective.

En considérant six (6) sous-couches de 5.55 mètres.

Si on augmente le nombre de couche le calcul du tassement va être le même.

- **Evaluation des tassements Pour $r=0$**

On prend : $\gamma'_{moy} = \gamma_{sat moy} - \gamma_w = \left(\frac{20.5+17.6+19.5}{3} \right) - 10 = 9.2 \text{ KN/m}^3$

• **Au milieu de la première (1) sous couche**

$$\sigma_{v0} = \gamma'_{moy} \times \frac{h_1}{2} = 9.2 \times \frac{5.55}{2} = 25.53 \text{ KPa}$$

$$\Delta h_1 = \frac{0.127}{1 + 0.635} \times 5.55 \times \log \left(\frac{25.53 + 143.55}{25.53} \right) = 0.33 \text{ m}$$

$$S_{oed1} = \Delta h_1 \times \mu(A) = 0.33 \times 0.835 = 0.296 \text{ m}$$

• **Au milieu de la deuxième (2) sous couche**

$$\sigma_{v0} = \gamma'_{moy} \times \left(\left(\frac{h_2}{2} \right) + h_1 \right) = 9.2 \times \frac{5.55}{2} + 5.55 = 76.59 \text{ KPa}$$

$$\Delta h_2 = \frac{0.127}{1 + 0.635} \times 5.55 \times \log \left(\frac{76.59 + 124.7}{76.59} \right) = 0.17 \text{ m}$$

$$S_{oed2} = \Delta h_2 \times \mu(A) = 0.18 \times 0.835 = 0.15 \text{ cm}$$

• **Au milieu de la troisième (3) sous couche**

$$\sigma_{v0} = \gamma'_{moy} \times \left(\frac{h_3}{2} + h_1 + h_2 \right) = 9.2 \times \left(\frac{5.55}{2} + 11.1 \right) = 127.65 \text{ KPa}$$

$$\Delta h_3 = \frac{0.185}{1 + 0.635} \times 5.55 \times \log \left(\frac{127.65 + 79.75}{127.65} \right) = 0.12 \text{ m}$$

$$S_{oed3} = \Delta h_3 \times \mu(A) = 0.13 \times 0.835 = 0.11 \text{ m}$$

- **Au milieu de la quatrième (4) sous couche**

$$\sigma_{v0} = \gamma'_{moy} \times \left(\frac{h_4}{2} + h_1 + h_2 + h_3 \right) = 9.2 \times \left(\frac{5.55}{2} + 16.65 \right) = 178.71 \text{ KPa}$$

$$\Delta h_4 = \frac{0.185}{1 + 0.635} \times 5.55 \times \log \left(\frac{178.71 + 66.7}{178.71} \right) = 0.06 \text{ m}$$

$$S_{oed4} = \Delta h_4 \times \mu(A) = 0.086 \times 0.835 = 0.072 \text{ m}$$

- **Au milieu de la cinquième (5) sous couche**

$$\sigma_{v0} = \gamma'_{moy} \times \left(\frac{h_5}{2} + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \right) = 9.2 \times \left(\frac{5.55}{2} + 22.2 \right) = 229.77 \text{ KPa}$$

$$\Delta h_5 = \frac{0.185}{1 + 0.635} \times 5.55 \times \log \left(\frac{229.77 + 40.6}{229.77} \right) = 0.04 \text{ m}$$

$$S_{oed5} = \Delta h_5 \times \mu(A) = 0.044 \times 0.835 = 0.037 \text{ m}$$

- **Au milieu de la sixième (6) sous couche**

$$\sigma_{v6} = \gamma'_{moy} \times \left(\frac{h_6}{2} + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \right) = 9.2 \times \left(\frac{5.55}{2} + 27.75 \right) = 280.83 \text{ KPa}$$

$$\Delta h_6 = \frac{0.185}{1 + 0.635} \times 5.55 \times \log \left(\frac{280.83 + 27.55}{280.83} \right) = 0.0235 \text{ m}$$

$$S_{oed6} = \Delta h_6 \times \mu(A) = 0.0235 \times 0.835 = 0.022 \text{ m}$$

Le calcul des tassements se fait de la même manière précédente. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 12. Récapitulatif des résultats des tassements pour r=0.

Prof (m)	γ'_{moy} (KN/m ³)	e_0	H (m)	C_c	σ_{v0} (KPa)	$\Delta\sigma_v$ (KPa)	Δh_i (m)	$\mu(A)$	$S_{oed i}$ (m)
2.775	9.2	0.635	5.55	0.127	25.53	143.55	0.33	0.835	0.296
8.325	9.2	0.635	5.55	0.127	76.59	124.7	0.17	0.835	0.15
13.875	9.2	0.635	5.55	0.185	127.65	79.75	0.12	0.835	0.11
19.425	9.2	0.635	5.55	0.185	178.71	66.7	0.06	0.835	0.072
24.975	9.2	0.635	5.55	0.185	229.77	40.6	0.04	0.835	0.037
30.525	9.2	0.635	5.55	0.185	280.83	27.55	0.022	0.835	0.021
Δh_{total}									0.68

- **Evaluation des tassements Pour r = R/2 = 5.55 m**

Tableau III. 13. Récapitulatif des résultats des tassements pour r = R/2 = 5.55m.

Prof (m)	γ'_{moy} (KN/m ³)	e_0	H (m)	C_c	σ_{v0} (KPa)	$\Delta\sigma_v$ (KPa)	Δh_i (m)	$\mu(A)$	$S_{oed i}$ (m)
2.775	9.2	0.635	5.55	0.127	25.53	141.81	0.33	0.835	0.28
8.325	9.2	0.635	5.55	0.127	76.59	111.07	0.15	0.835	0.14
13.875	9.2	0.635	5.55	0.185	127.65	68	0.1	0.835	0.097
19.425	9.2	0.635	5.55	0.185	178.71	58	0.095	0.835	0.064
24.975	9.2	0.635	5.55	0.185	229.77	37.12	0.036	0.835	0.034
30.525	9.2	0.635	5.55	0.185	280.83	26.82	0.022	0.835	0.02
Δh_{total}									0.63

- **Evaluation des tassements Pour $r = R = 11.1$ m**

Tableau III. 14. Récapitulatif des résultats des tassements pour $r = R = 11.1$ m.

Prof (m)	γ'_{moy} (KN/m ³)	e_0	H (m)	C_c	σ_{v0} (KPa)	$\Delta\sigma_v$ (KPa)	Δh_i (m)	$\mu(A)$	$S_{oed i}$ (m)
2.775	9.2	0.635	5.55	0.127	25.53	67.42	0.22	0.835	0.2
8.325	9.2	0.635	5.55	0.127	76.59	57.56	0.09	0.835	0.118
13.875	9.2	0.635	5.55	0.185	127.65	43.21	0.071	0.835	0.066
19.425	9.2	0.635	5.55	0.185	178.71	39	0.043	0.835	0.045
24.975	9.2	0.635	5.55	0.185	229.77	28.27	0.028	0.835	0.026
30.525	9.2	0.635	5.55	0.185	280.83	21.75	0.018	0.835	0.013
Δh_{total}									0.47

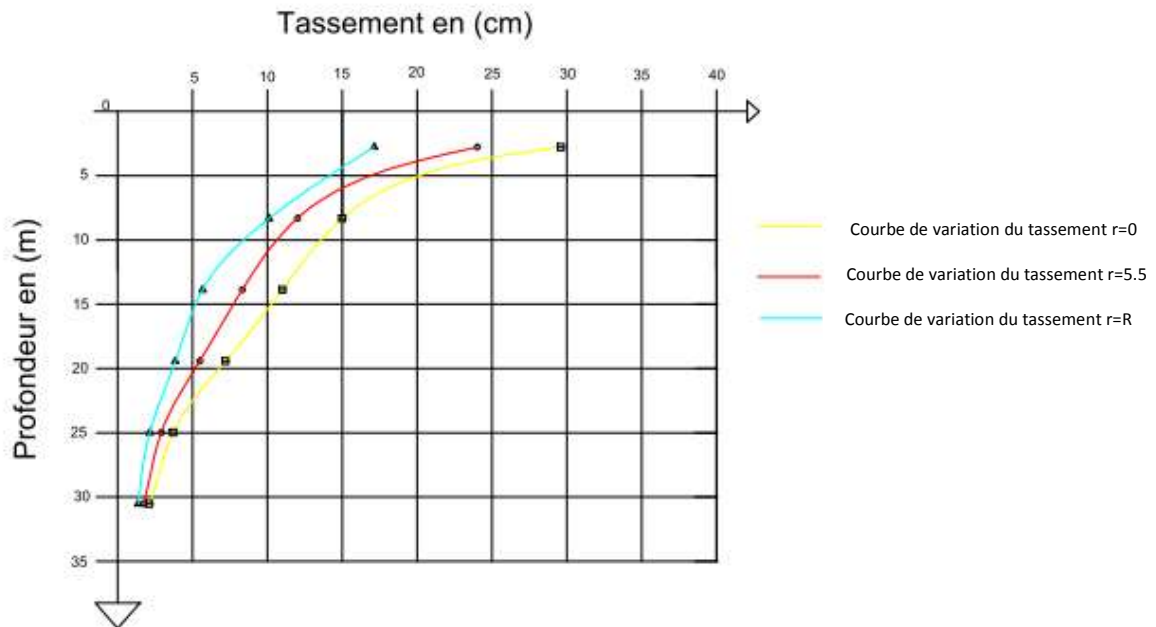


Figure III. 6. Courbe de variation des tassements en fonction de la profondeur.

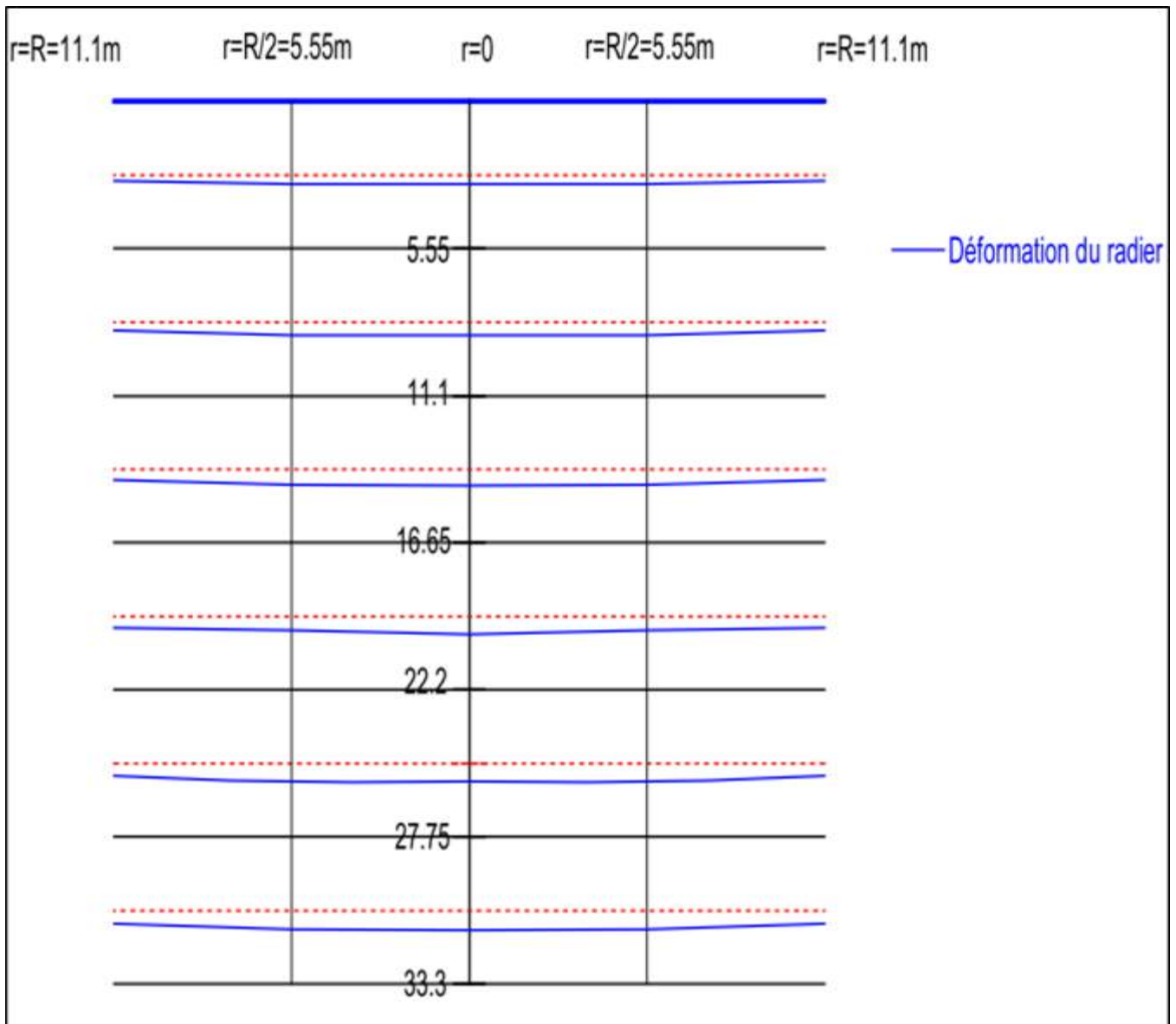


Figure III. 7. Déformation de la fondation due au tassement.

III.4.2. Vérification des résultats du tassement vis-à-vis de la réglementation

a- Tassement au bord du réservoir

D'après le critère d'acceptabilité des tassements le tassement admissible au bord du bac est 0.125 m. Après calcul des tassements on a trouvé un tassement au bord de 0.47 m.

b- Tassements du fond du réservoir

Lorsque la différence de tassement entre le centre du fond et la périphérie du réservoir est excessive, les contraintes agissant sur le fond tendent à tirer la jonction robe/fond vers l'intérieur et créent une contrainte de compression pouvant générer des déformations. La flèche initiale du fond, qu'elle soit convexe ou concave n'est plus respectée.

- **Evaluation selon l'EEMUA 159**

Pour les réservoirs existants la formule suivante extraite de la norme DIN 4119, peut être appliquée :

$$f_{max} = \frac{D}{100} \times \sqrt{\left[\left(\frac{100f_0}{D}\right)^2 + 3280 \times \frac{K}{E}\right]} \quad (\text{III.6})$$

Où:

f_0 : La flèche initiale convexe ou concave entre le centre et la périphérie = 0.15 m

E : Le module d'élasticité d'Young = 210000 MPa

K : La limite élastique de la tôle de fond = 205 MPa

D : Diamètre du réservoir (m)

Application numérique

$$f_{max} = \frac{20}{100} \times \sqrt{\left[\left(\frac{100 \times 0.15}{20}\right)^2 + 3280 \times \frac{205}{210000}\right]}$$

$$f_{max} = 0.4 \text{ m}$$

Lors du calcul des tassements on a trouvé une flèche de 0.68 m > $f_{max} = 0.4 \text{ m}$

III.5. Conclusion

L'amplitude des tassements au bord et au centre n'est pas vérifiée par rapports aux normes

On doit procéder à un renforcement du sol afin d'augmenter la contrainte du sol et aussi pour réduire les tassements.

CHAPITRE IV Renforcement du sol.

IV.1. Introduction

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant, dans le but de :

- Augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement,
- Diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer,
- Diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre.

IV.2. Variation de substitution du sol

Une substitution de sol a été effectuée afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques et physiques du sol existant en surface.

IV.2.1. Etapes de réalisation de la substitution

Etape 1

Excavation du sol jusqu'à 2 m de profondeur.

Etape2

La mise en place d'une couche de pierrailles concassé 200/300 mm de 30 cm d'épaisseur au fond de fouille et remplissage des vides de graves 0/20 mm compactés énergétiquement avec essai Proctor > a 95 %. Le matelas pulvérulent permettra un drainage superficiel de la nappe phréatique.

Etape 3

Reconstitution à atteindre le niveau – 1.05 m, en plusieurs couches de grave 0/40 mm de 20 cm d'épaisseur bien compactées avec essai Proctor > a 95 % de OPM.

Etape 4

Coulage du radier circulaire. Le remplissage de la couronne avec un tuf bien compacté par couche de 20 cm avec essai Proctor ayant un taux > a 95 % de l'OPM.

Etape 5

Réalisation des couches du grave, 0/40 mm à l'extérieur du radier jusqu'à atteindre le niveau du terrain naturel.

Remarque

La méthode utilisée n'est pas suffisante afin de réduire les tassements sur une profondeur 1.5B sous le radier, car le sol n'a été reconstitué qu'à une profondeur de 0.95 m à partir du radier. On suggère une autre méthode de renforcement qui est la plus utilisée à nos jours, c'est la méthode de renforcement par des colonnes ballastées.

IV.3. Renforcement par colonnes ballastées

IV.3.1. Définition

La technique des colonnes ballastées consiste en un renforcement du sol, par introduction dans le terrain, d'un matériau granulaire, généralement des graviers roulés ou concassés. Le matériau d'apport ayant souvent un angle de frottement élevé (supérieur à 38°) et un module de rigidité dix fois plus élevé que celui du sol initial. En outre sa perméabilité très élevée (environ de 1 cm/s) lui confère un caractère drainant. [3]

Les colonnes peuvent être réalisées en maillage régulier, elles permettent ainsi d'homogénéiser et de diminuer l'amplitude des tassements, elles peuvent également être disposées de manière isolée (sous des semelles isolées), ou de manière filante (sous semelles filantes, mur de soutènement). Elles permettent dans ce cas d'accroître la capacité portante du terrain tout en contrôlant les tassements. Leur dimensionnement dépend de l'ouvrage à réaliser, la nature des charges, de tassements ainsi la nature du sol a traité [3].

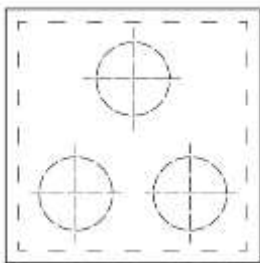


Figure IV. 2. Exemple d'une disposition sous une semelle isolée

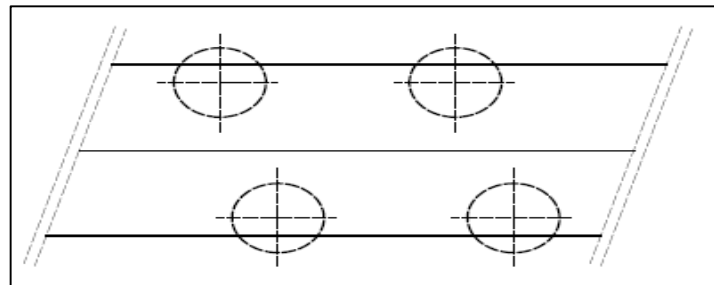


Figure IV. 1. Exemple d'une disposition sous une semelle filante

Les colonnes ballastées ont pour but de conférer au sol à traiter de nouvelles propriétés mécaniques capables d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le traitement du sol avec les colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmentations de la capacité portante sol ;
- Diminution des tassements ;
- Diminution du temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- Diminution des risques liés au phénomène de liquéfaction.

IV.3.2. Le domaine d'utilisation

L'utilisation des colonnes ballastées dépend de la nature du sol et du type d'ouvrage à réaliser. Elles sont utilisées plus souvent sous les ouvrages fondés sur radier ou dallage qui peuvent recevoir des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements (hall de stockage, bâtiments commerciaux et industriels, silos ...) [3].

- En génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, mur de soutènement) ou maritime (renforcement des fonds marins, lacustres ou fluviaux) ;
- Sous fondations superficielles de bâtiments individuels ou collectifs.

Les colonnes ballastées ne peuvent pas être utilisés dans certains terrains comme les décharges d'ordures ménagères ou bien les tourbes, car ils présentent un risque de pertes dans le temps des caractéristiques mécaniques [3].

IV.3.3. Caractéristiques des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont caractérisées par :

- Leur diamètre et leur hauteur ;
- Le nombre des colonnes nécessaires et la contrainte latérale exercée par le sol sur la colonne ;
- Des caractéristiques physico-mécaniques du matériau d'apport.

a- Diamètre des colonnes

Le diamètre des colonnes dépend :

- Les caractéristiques géotechniques du sol ;
- Le procédé d'exécution de la colonne ;
- La granulométrie du matériau d'apport.

Le diamètre des colonnes change selon la méthode d'exécution, les colonnes mises en œuvre par voie humide ont un diamètre (80 à 120 cm) et il est plus important a celui des colonnes mise en œuvre par voie sèche (50 à 80 cm).

b- La hauteur des colonnes

La détermination de la hauteur de la colonne se fait à base de la contrainte transmise par l'ouvrage, la nature du sol et le but recherché.

c- Le nombre de colonnes nécessaires

La détermination du nombre de colonnes et ainsi que le maillage, est fait en utilisant l'abaque de dimensionnement de PRIEBE.

d- Etreinte latérale

Le **tableau IV.1** défini les sols concernés par l'amélioration par les colonnes ballastées et les résistances latérales (étreintes latérales) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau IV. 1. Champs d'application des colonnes ballastées en fonction de la nature et la résistance des sols (étreinte latérale) d'après (Dhouib et Blondeau, 2005).

Sol	Faisabilité	Étreinte latérale				Remarque
		P_1 (KPa)	q_c (KPa)	N_{spt} (KPa)	C_u (KPa)	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	25 - 50	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutif
Autre sols organiques	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutif
Remblais inertes	Oui	200 - 500	0.6 - 1.60	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutif

e- Matériau d'apport

Les matériaux employés lors de la mise en place des colonnes ballastées, doivent être de granulométrie contrôlées et les plus homogènes possibles. Il est caractérisé par :

- Son angle de frottement interne ;
- Son module d'élasticité ;
- Sa granulométrie et sa nature ;
- Sa densité à l'état lâche ;
- Sa densité en place (compactée).

Dans la pratique courante le ballast servant à réaliser les colonnes doit avoir les caractéristiques physico-mécaniques, données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2. Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées [5].

Caractéristiques	Ordre de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40/60 12/40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage(%)	> 80	-
LA	< 25 – 35	Essai « Los Angeles » (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 20 – 30	Essai « Micro-Deval » (Norme NF EN 1097-1)
(LA+MDE)	< 40 – 60	-
Pourcentages des fines	< 5 %	-

Les valeurs usuelles des paramètres mécaniques admis pour des colonnes ballastées correctement mises en œuvre sont les suivant [5]:

- Module de déformation (moyenne sur le volume de la colonne) : $E_c = 60 \text{ à } 100 \text{ MPa}$
- Angle de frottement inter-granulaire :
 - Matériau roulé : $\varphi'_c = 38^\circ$;
 - Matériau concassé : $\varphi'_c = 40^\circ$;
- La cohésion est nulle ($C_c = 0$), matériau pulvérulent ;
- Coefficient de poisson $\nu = \frac{1}{3} = 0.33$;
- Poids volumique du matériau $\gamma_c = 21 \text{ KN/m}^3$.

IV.3.4. Méthodes d'exécution

La mise en œuvre des colonnes ballastées se fait par :

- Voie sèche : On utilise le lançage à l'air.
- Voie humide : On utilise le lançage à l'eau.

IV.3.4.1. Les colonnes ballastées par voie sèche

La colonne ballastées est obtenue par le vibro-refoulement latéral du sol d'un vibreur radial avec l'utilisation d'un lançage à air jusqu'à la profondeur recherchée. Le diamètre des colonnes et la compacité retenue dans les calculs nous permettent d'adapter l'énergie et la vitesse de remontée. Le remplissage peut être effectué par la base à l'aide d'un tube latéral fixe au vibreur, ou par le haut [3].

a. Les colonnes ballastées par voie sèche alimentée par la base

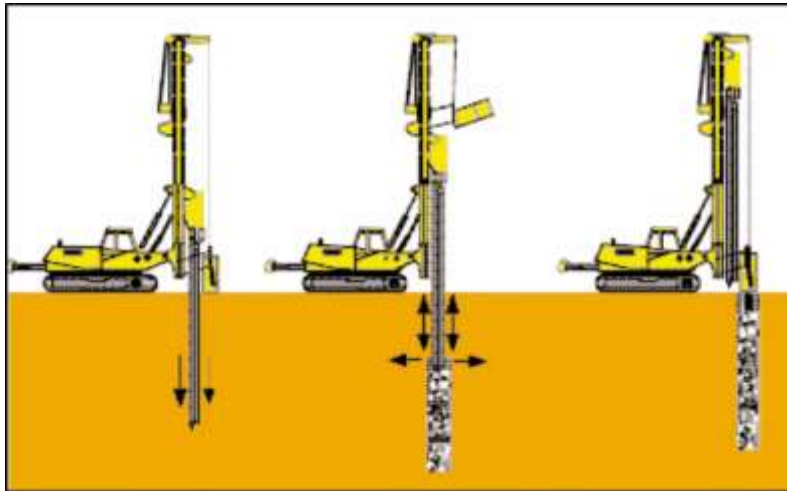


Figure IV. 3. Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche alimentée par la base [3].

- La machine est mise en place au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
- Le contenu de la benne est versé dans un sas. Après sa fermeture, l'air comprimé maintient un flux continu du matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
- Un vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expanser le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives de 20 à 50 cm, jusqu'au niveau prévu.

b. Les colonnes ballastées par voie sèche alimentée par le haut

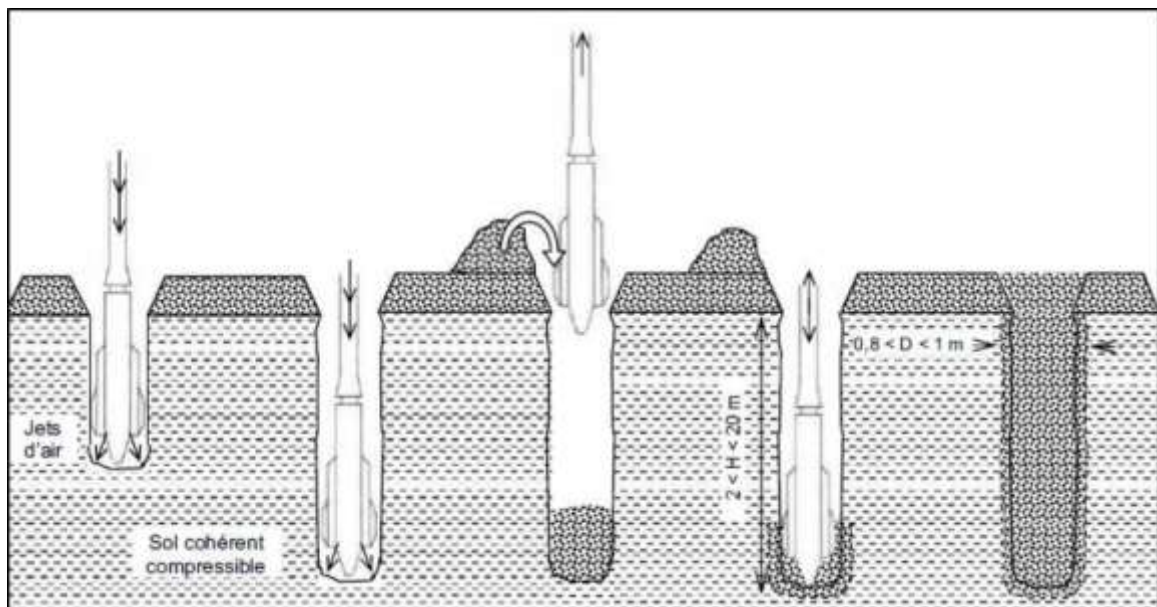


Figure IV. 4. Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentée par le haut [3].

- Le vibreur pénètre le sol sous l'effet des vibrations, son propre poids et du lançage, jusqu'à atteindre la profondeur souhaitée ;
- Le vibreur remonte pour permettre le diversement du ballast par le haut ;
- Le vibreur redescend dans la couche du ballast afin de le compacter et de le refouler dans le sol ;
- On répète les deux dernières phases jusqu'au niveau prévu.

IV.3.4.2. Les colonnes ballastées par voie humide

Le procédé est le même que celui site précédemment, la différence réside dans le fluide de lançage, dans ce cas c'est l'eau [3].

- Pour commencer, le vibreur et les tubes prolongateurs sont posés au-dessus du point projeté. Après démarrage du moteur, le vibreur descend lentement.
- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau, les vibrations provoquent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.
- Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids.
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.
- En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

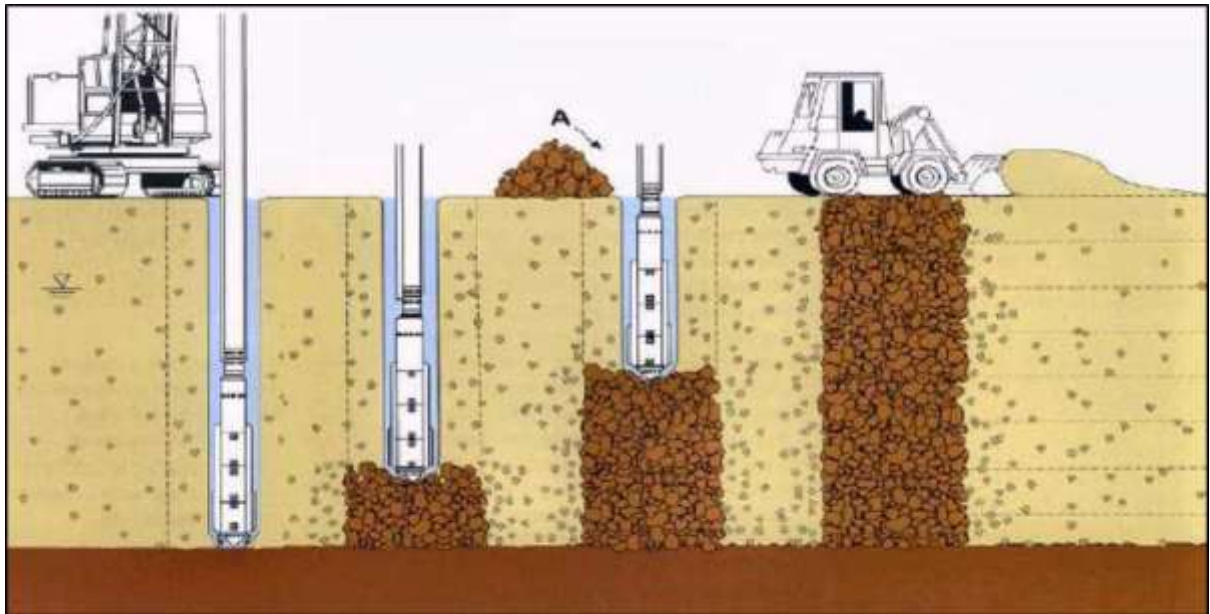


Figure IV. 5. Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide [3].

Cette technique est utilisée lorsque le sol est pulvérulent et que la stabilité des parois n'est pas assurée, il est possible de procéder à un remplissage complémentaire de coulis de bentonite-ciment, lors de la mise en place du ballast, pour garder les parois stables [3].

IV.3.5. Dispositions constructives

Lors de la réalisation des colonnes ballastées, on doit prendre plusieurs paramètres en compte pour choisir le diamètre, la longueur et la disposition des colonnes.

Le diamètre est choisi en fonction du procédé de mise en place, il varie souvent entre 0.8 et 1.2 m,

La longueur des colonnes dépend, de la présence ou non de la couche d'un substratum rigide, car la présence du substratum est une situation idéale pour garantir une meilleure réduction du tassement. Lorsque le niveau du substratum ne peut pas être atteint on opte pour la solution des colonnes flottantes. Dans la pratique courante la longueur des colonnes varie de 3 m à 20 m [3].

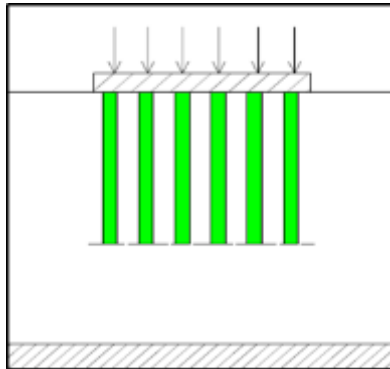


Figure IV. 6. Configuration de colonnes flottantes.

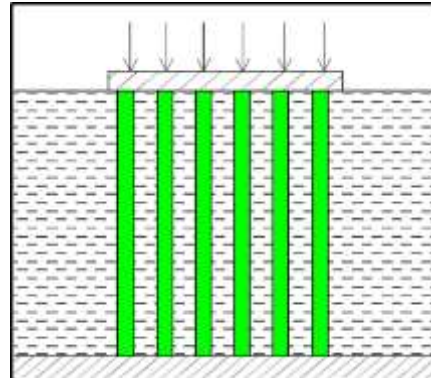


Figure IV. 7. Configuration de colonne reposant sur substratum.

La disposition des colonnes dépend de la nature de l'ouvrage à réaliser :

- Pour les ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier carrée ou triangulaire
- Sauf justifications particulières et hors zone sismique, les colonnes ne sont pas disposées à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné.
- Pour les semelles filantes et isolées, le maillage résulte du critère le plus défavorable : contrainte admissible et tassement admissible après le traitement
- En l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu des colonnes doit être au moins égale à la tolérance d'exécution $e = 20$ cm.

IV.3.6. Contrôle et réception des travaux

IV.3.6.1. Enregistrement des paramètres de travail

La mise en place du vibreur associé à l'enregistreur de paramètres nous permet d'avoir un contrôle continu, lors de l'exécution est après l'exécution, sur la qualité du compactage, la continuité de la colonne.

Ces enregistrements nous permettent d'éditer des graphiques en fonction du temps, pour chaque colonne ballastée réalisée, permettant de vérifier :

- L'atteinte de la couche compacte en fin de fonçage de l'outil ;
- L'intensité du compactage à tous les niveaux de la colonne ;
- La continuité de la colonne sur toute la longueur ;
- La profondeur en fonction du temps.

Les enregistrements indiquent le numéro, la date de réalisation et l'heure de début et fin de fonçage avec le temps global de durée d'exécution, pour chaque colonne réalisée, et la fin de journée, un listing récapitulatif la production sera éditée.

IV.3.6.2. Prescriptions disponibles

Le DTU 13.2 (NF P 11-212) relatif aux fondations profondes pour le bâtiment, est le seul document officiel, qui prescrit les moyens de contrôle et fixe les critères de réception des colonnes ballastées ; Ce document est complété par « Les recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées », ces deux documents exigent :

- De réaliser avant et au cours de l'exécution des colonnes ballastées, des essais d'étalonnage (ou de conformité) et des essais d'information, et d'attachement.
- De réaliser des essais de réception (contrôle du diamètre, continuité et compacité des colonnes, et les essais de chargement-déchargement.

IV.3.6.3. Les essais de contrôle au cours d'exécution :

- Les essais d'étalonnage

Ces essais sont effectués avant le commencement des opérations de réalisation des colonnes, ils permettent le choix et l'adaptation des moyens d'exécution des colonnes.

- Les essais d'information

Ces essais permettent de contrôler une colonne sur 50 avec un minimum de trois colonnes par ouvrage, et ils comprennent en fonction de la profondeur :

- La coupe approximative des terrains rencontrés ;
- Les volumes de matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne ;
- Les attachements
- Ce sont des fiches de synthèse qui donnent, pour chaque colonne, les caractéristiques d'exécution enregistrées automatiquement : date, profondeur,...
- Les attachements précisent aussi les moyens utilisés pour l'exécution des colonnes.

V.3.6.4. Les essais de réception

Ces essais ont comme objectifs :

- Vérifier le diamètre de la colonne par simple dégagement de sa tête ;
- Contrôler la continuité de la colonne par un forage approprié au sein de la colonne ;
- Contrôler sa compacité par mesure mécanique continue (pénétromètre) ou discontinue (préssiomètre) ;
- Suivre le tassement de la colonne pour un cycle de chargement-déchargement.

Le tableau suivant résume le nombre d'essais de réception à effectuer selon le DTU 13.2 :

Tableau IV. 3. Les nombre d'essai de réception à effectuer (DTU 13.2).

Type d'essai de réception	Colonne par voie humide	Colonne par voie sèche
Dégarnissage	Au minimum 3	
Continuité	1 pour 50 colonnes	
Compacité	1 pour 50 colonnes	
Chargement-déchargement	1 pour 800 m de colonnes	1 pour 1000 m de colonnes

Remarque

- D'après le DTU 13.2, le nombre d'essais de réception doit être au moins égale au nombre d'essais d'information ;
- Le dégarnissage des colonnes s'effectue sur une profondeur minimale de 1 m, et uniquement sur les colonnes qui sortent de l'emprise de l'ouvrage ;
- La vérification de la continuité de la colonne réalisée par voie sèche n'est pas nécessaire.

- Les essais sur les matériaux d'apport concernent à la fois les matériaux constitutifs des colonnes et ceux du matelas de réception ;

Dans la pratique courante, il est généralement demandé :

- D'indiquer l'origine des matériaux ;
- Réaliser des analyses granulométriques, les essais de Los Angeles et de Micro-Deval.

Le tableau suivant indique le nombre d'essais à effectuer selon les règles en vigueur :

Tableau IV. 4. Le nombre et le type d'essai à effectuer (DTU 13.2).

Type d'essai	Matelas de répartition	Colonne ballastée
Granulométrie	1 tous les 1500 m ³	1 tous les 1000 m ³
LA	1 tous les 3000 m ³	1 tous les 2000 m ³
MDE	1 tous les 3000 m ³	1 tous les 2000 m ³
Proctor normal	1 tous les 1500 m ³	-

IV.3.6.5. Choix des méthodes de contrôle

- Le contrôle par pénétromètre statique (CPT)

C'est le contrôle le plus recommandé, car :

- La continuité des mesures est assurée ;
- Il est facile à exécuter ;

Mais il est confronté à certaines difficultés telles que :

- Le faux refus, dû à un blocage de la pointe du pénétromètre sur les gros éléments du ballast ;
- Les déviations des tiges susceptibles de sortir de la colonne ;
- Difficultés de la circulation des engins qui le transporte lorsque le sol est boueux en surface.

- Le contrôle par le pressiometre MENARD (MPT)

Cet essai est exécuté à l'aide d'un tube fondue et non par un forage préalable, la technique peut être confrontée aux mêmes difficultés du CPT.

- Le contrôle par pénétromètre dynamique (PDA ou PDB)

Les pénétromètres de type A (PDA) et de type B (PDB) ne sont pas recommandés pour le contrôle des colonnes ballastées, car ils donnent des résultats incompatibles avec les mesures obtenues par le (CPT) et le (MPT).

- Le contrôle par pénétromètre à carottier (SPT)

Le SPT n'est pas trop utilisé pour le contrôle des colonnes ballastées. Il est difficile de prélever, par des carottiers standards des échantillons de ballast, en plus des problèmes liés aux faux refus et la déviation des tiges.

- Les critères de réception

Pour les essais précédents, le DTU 13.2 donne les critères de réceptions résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5. Critères de réception pour chaque type d'essai.

Procédé de contrôle	Critère de réception	Remarques
Pénétrömètre statique (CPT)	$q_c > 10 \text{ MPa}$	Conseillée
Pressiomètre Menard (MPT)	$P_l > 1.5 \text{ MPa}$	Toléré
Pénétrömètre dynamique (PDA ou PDB)	$R_d > 15 \text{ MPa}$	Déconseillé
Pénétrömètre à carottier (SPT)	$N_{SPT} > 30$	Inadapté

- Le contrôle par l'essai de chargement

L'essai de chargement a pour objectif d'observer le tassement en grandeur nature d'une colonne ballastée, de mettre en évidence ces déformations sous une charge verticale pour valider les hypothèses de dimensionnement.

Les tassements sont mesurés en quatre (04) points de la plaque à l'aide des comparateurs de précision (au 100^{ème} de millimètre) dont la course est compatible avec les tassements à mesurer, disposés entre la plaque et des poutrelles métalliques indépendantes servant de référence, qui reposent sur le sol par l'intermédiaire de cales à bonne distance de la colonne chargée.

- Le contrôle du volume incorporé du ballast

Le DTU 13.2 stipule que le volume incorporé du ballast doit être égale à 1.5 fois le volume théorique de la colonne, ce qui représente, compte tenu du serrage, un supplément moyen de diamètre de l'ordre de 10 %. Mais, d'après le même document, le volume incorporé dépend essentiellement de l'étreinte latérale assurée par sol, ce qui fait que la valeur de 1.5 ne peut être respectée dans certains cas.

IV.4. Dimensionnement de réseau de colonnes ballastées

IV.4.1. Introduction

La technique d'amélioration du sol par colonnes ballastées, a connu une expansion importante. Ce qui a conduit plusieurs auteurs à proposer des méthodes de calcul et élaborer des abaques de dimensionnement : Greenwood (1970), Thorburn (1975), Priebe (1976, 1978 et 1995), Goughnour et Baynk (1979), Datye (1982), Balaam et Poulos (1983), Van Impe et de Beer (1983). Néanmoins, il n'existe pas, à ce jour, une méthode « universelle » permettant de résoudre tous les problèmes posés par les divers ouvrages fondés sur colonnes ballastées. La méthode de Priebe est à présent la plus fiable par rapport à la réalité et la plus utilisée.

IV.4.2. Méthode de PRIEBE

La méthode de Priebe consiste à appliquer la théorie de l'expansion d'un tube cylindrique à la déformation horizontale de la colonne ballastée et du sol, sans tenir en compte de l'effet de la pesanteur. [17]

L'ensemble sol-colonne doit vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux $S_{sol} = S_{col}$;
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations se font à volume constant ;
- Le sol situé sous base de la colonne est incompressible ;
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E_s et un coefficient de poisson ν_s constant sur toute la profondeur.

Pour utiliser cette méthode (dimensionnement des colonnes et étudier leur comportement), on doit déterminer les trois paramètres suivant :

- Le taux d'incorporation « a » ;
- Le facteur de réduction du tassement « β » ;
- Le rapport de concentration des contraintes verticales.

IV.4.3. Application de la méthode

$$\beta = \frac{\sigma_{app}}{\sigma_{sol}} \quad (IV.1)$$

β : Facteur d'amélioration.

D'après PRIBÉ le coefficient d'amélioration peut s'écrire aussi de cette façon :

$$\beta = 1 + a \left[\frac{5-a}{4 \times K_{ac} \times (1-a)} - 1 \right] \quad (IV.2)$$

Avec :

$$a = \frac{A_{col}}{A} \begin{cases} A_{col}: \text{aire de la colonne} \\ A: \text{aire d'une maille de référence} \end{cases}$$

$$K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) : \text{Coefficient de poussée du ballast.}$$

φ_c : Angle de frottement interne du ballast.

Dans notre cas $\varphi_c = 38^\circ$ cas (d'un matériau roulé)

Application numérique

$$\beta = \frac{\sigma_{app}}{\sigma_{sol}} = \frac{1.45}{1.18} = 1.23$$

$$K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{38}{2} \right) = 0.238$$

On remplaçant dans l'équation (V.2) on aboutit à une équation en fonction du coefficient de substitution(a) :

$$a^2 - 110.2a + 4.58 = 0$$

Résolution de l'équation :

$$\sqrt{\Delta} = 110.11$$

$$a_1 = 0.045$$

$$a_2 = 110.15 > 1; \text{ (Valeur à ne pas considérer)}$$

On prend : $a_1 = 0.045$

On optant pour des colonnes de 80 cm de diamètre on a :

$$A_{col} = \pi \times \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{0.8^2}{4} = 0.502 \text{ m}^2$$

$$a = \frac{A_{col}}{A} = 0.045 \Rightarrow A = \frac{A_{col}}{0.045} = 11.15 \text{ m}^2$$

D'après la réglementation la surface de maille référence est comprise entre :

$$[A_{max} = 9 \text{ m}^2 ; A_{min} = 2.25 \text{ m}^2]$$

$A > A_{max}$ Donc on doit resserrer le maillage.

On opte pour plusieurs maillages et de choisir à la fin le maillage le plus convenable.

- On opte pour $A = A_{max} = 9 \text{ m}^2$ soit un entre axe de 3 m

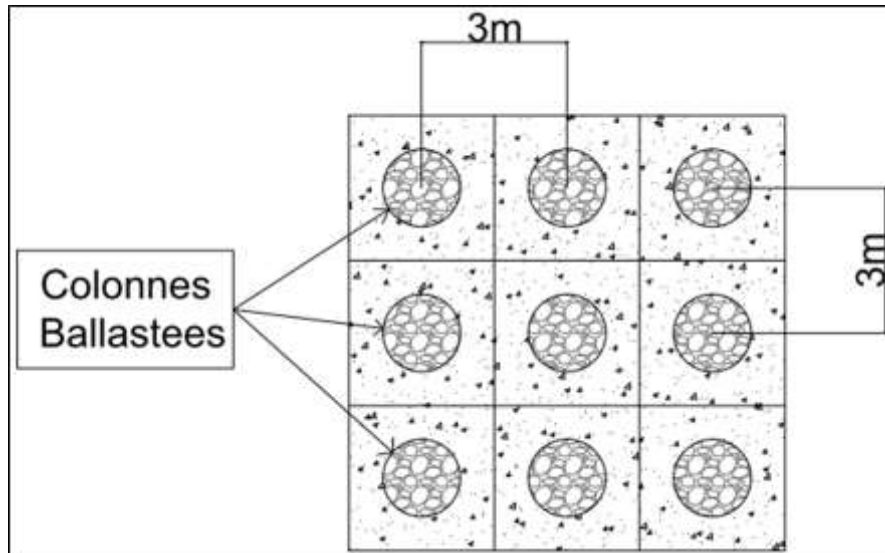


Figure IV. 8. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 3 m (maillage carrée).

Donc on aura :

$$a = \frac{A_{col}}{A} = \frac{0.502}{9} = 0.056.$$

A : aire total d'une cellule unitaire = 9 m².

- **Calcul du nombre de colonne**

Soit n le nombre de colonnes sous le radier tel que :

$$n = \frac{A_{radier}}{A}$$

$$A_{radier} = 387 \text{ m}^2.$$

Donc :

$$n = \frac{387}{9} = 45 \text{ collones}$$

- **Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastées**

On a :

$$\beta = a \times \eta + (1 - a) ;$$

Avec

η : facteur de concentration des contraintes.

D'où:

$$\eta = \frac{\beta - 1}{a} + 1 = \frac{1.23 - 1}{0.056} + 1 = 5.1$$

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_c = \sigma_s \times \eta = 5.1 \times 1.18 = 6.018 \text{ bars}$$

$$\sigma_c = 6.018 \text{ bars}$$

D'après le DTU.13.2

6.018 bars < 8 bars C'est **vérifié**

• Vérification

La relation qui sert à vérifier l'équilibre dans le transfert des charges est donnée par :

$$\sigma_0 \times A = (\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col}) \quad (IV.3)$$

$$\sigma_0 \times A = 145 \times 9 = 1305 \text{ KN}$$

$$(\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col}) = (601.8 \times 0.502) + 118 \times (9 - 0.502) = 1307.87 \text{ KN}$$

On remarque que les deux valeurs se rapprochent, donc le dimensionnement du réseau de colonnes est **vérifié**.

• Mécanisme de rupture de colonnes ballastée

La capacité portante ultime d'une colonne ballastée dépend de sa configuration géométrique, la rupture peut se faire d'après DATYE (1982) suivant trois mécanismes :

- rupture par expansion latérale ;
- rupture par cisaillement généralisé ;
- rupture par poinçonnement.

a- Rupture par expansion latérale

Dans notre cas on a un matériau roulé ce qui implique un angle de frottement de l'ordre de 38°.

A partir de l'essai au pénétromètre statique, la rupture par expansion latérale s'écrit comme suit :

$$q_{re} = \frac{4}{3} q_{ce}$$

Ou :

q_{ce} : est la résistance de pointe équivalente = 1.33 MPa

$$q_{re} = \frac{4}{3} q_{ce} = \frac{4}{3} \times 1.33 = 1.78 \text{ MPa}$$

b- Rupture par poinçonnement

La contrainte verticale au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur. Dans un milieu caractérise pour une cohésion non drainée (C_u) la contrainte vertical de rupture vis-à-vis du poinçonnement de la base de la colonne est égale a $9 \times C_u$. on définit alors une contrainte maximal en tête q_{rp} selon la formule suivante :

$$q_{rp} = 9 \times c_u + L_c \left(2 \times \frac{C_u}{R_c - \gamma_c} \right)$$

D'où :

c_u : Cohésion non draine = 0.45 bars;

L_c : Longueur de la colonne = 20 m ; (C'est un choix selon l'épaisseur des couches compressibles sous 1.5B sous le radier)

R_c : Rayon de la colonne = 0.4 m ;

γ_c : Poids volumique de la colonne = 21 KN/m³.

$$q_{rp} = 9 \times 0.045 + 20000 \left(2 \times \frac{0.045}{400 - 0.021} \right)$$

$$q_{rp} = 4.9 \text{ MPa}$$

c- Rupture par cisaillement généralisé

Selon le DTU 13.2 la rupture se produit lorsque la hauteur de la colonne est inférieure à $4D_c$.

On a la hauteur de la colonne égale à 20 m donc ;

$4 \times 0.8 = 3.2 < 20 \text{ m}$ **C'est vérifier**, le risque de cisaillement n'existe pas

• Contrainte admissible dans les colonnes à l'ELS (COPREC 2011)

A l'ELS, la contrainte verticale admissible q_a dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte verticale de rupture q_r :

$$q_{aELS} = \min \left(\frac{q_{re}}{2}, \frac{q_{rp}}{2}, 0.8 \text{ MPa} \right)$$

Application numérique

$$q_{aELS} = \min(0.89, 2.45, 0.8 \text{ MPa})$$

$$q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa}$$

On aura donc :

La contrainte en tête de la colonne ballastée $\sigma_c = 0.6 \text{ MPa}$ est inférieure à la contrainte admissible de la colonne ballastée $q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa}$ donc la contrainte est admissible.

• Calcul des tassements

D'après le document COPREC 2011 le tassement se calcule de la manière suivante :

$$W_i = \frac{h_i \times \sigma_t}{a_i \times E_{col} + E_{sol} \times (1 - a_i)}$$

h_i : Épaisseur de la couche i ;

σ_t : Contrainte verticale dans la couche i apporté par l'ouvrage ;

a_i : Pourcentage d'incorporation dans la couche i ;

E_{col} : Module d'Young de la colonne = 60 MPa ;

E_{sol} : Module d'Young de la couche i, qui se calcule de la manière suivante :

$$E_{sol} = \frac{(1 + \nu) \times (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \times E_{oed}.$$

Avec

$$E_{oed} = \Delta\sigma_i \times \frac{1 + e_0}{\Delta e}$$

$\Delta\sigma_i$: Contrainte totale dans la couche i ;

h_i : Epaisseur de la couche i ;

Δh_i : Tassement dans la couche i avant le renforcement ;

ν : Coefficient de Poisson = 0.33

Application numérique

Exemple de calcul couche 1

1. Calcul d' E_{oed}

Le calcul du module œdométrique E_{oed} se fait à partir des courbes de compressibilité. On dispose de deux courbes œdométriques, on choisit de chaque courbe plusieurs intervalles afin de déterminer le module œdométrique moyen de chaque courbe. Après on calcul la moyenne entre les deux valeurs tire de chaque courbe .on calcul de cette manière car c'est le même type de sol.

Calcul de E_{oed} à partir de la courbe 1 (**Figure III.2**) :

- Intervalle [0.24 - 4 bars] :

$$E_{oed} = \Delta\sigma_i \times \frac{1 + e_0}{\Delta e}$$

e_0 : Indice des vides initial = 1.195 ;

$\Delta\sigma_i$: Contrainte de consolidation = 3.76bars

Δe : Différence de l'indice des vides

$$\Delta e = 1.09 - 0.77 = 0.32.$$

Donc :

$$E_{oed} = 3.76 \times \frac{2.19}{0.32} = 25.73 \text{ bars}$$

On choisit d'autre intervalles et on recalcule de la même manière les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau IV. 6. Tableau récapitulatif de $E_{oed 1}$.

Intervalles (Bars)	$\Delta\sigma_i$ (Bars)	$1 + e_0$	Δe	$E_{oed 1}$ (Bars)
[0.24 - 4]	3.76	2.195	0.32	25.73
[0.5 - 2]	1.5	2.195	0.155	21.24
[1.5 - 5]	3.5	2.195	0.14	54.87
[0.3 - 3]	2.7	2.195	0.2675	22.15
[2 - 5]	3	2.195	0.105	64.97

$$E_{oed 1 moy} = \frac{\sum E_{oed 1}}{5} = \frac{185.7}{5} = 37.34 \text{ Bars}$$

Calcul de E_{oed} à partir de la courbe 2 (**Figure III.3**) :

C'est le même calcul que précédemment sauf qu'on utilise la courbe 2. Les résultats sont regroupés dans le **tableau IV.7** suivant :

Tableau IV. 7. Tableau récapitulatif de $E_{oed 2}$.

Intervalles (Bars)	$\Delta\sigma_i$ (Bars)	$1 + e_0$	Δe	$E_{oed 2}$ (Bars)
[0.1 - 0.3]	0.2	1.644	0.035	9.39
[1 - 4]	3	1.644	0.0625	78.9
[2 - 7]	5	1.644	0.087	94.48
[0.1 - 7]	6.9	1.644	0.175	64.42
[0.4 - 2]	1.6	1.644	0.038	62.22

$$E_{oed 2 moy} = \frac{\sum E_{oed 2}}{5} = \frac{309.41}{5} = 61.88 \text{ Bars}$$

$$E_{oed} = \frac{E_{oed 1} + E_{oed 2}}{2} = 50.53 \text{ bars}$$

2. Calcul de E_{sol}

$$E_{sol} = \frac{(1 + 0.33) \times (1 - 2 \times 0.33)}{(1 - 0.33)} \times 50.53$$

$$E_{sol} = 37.39 \text{ bars}$$

3. Calcul de W_i

$$W_1 = \frac{5.55 \times 1.28}{0.056 \times 600 + 36.31 \times (1 - 0.056)}$$

$$W_1 = 0.105 \text{ m}$$

N.B: le reste des calculs des tassements sont résumés dans les tableaux suivants.

Calcul des tassements au centre du radier

Tableau IV. 8. Tableau récapitulatif des résultats des tassements calculé au centre du radier.

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.43	600	0.056	37.39	0.117
11.32	5.55	1.24	600	0.056	37.39	0.101
16.87	5.55	0.79	600	0.056	37.39	0.065
22.425	5.55	0.66	600	0.056	37.39	0.054
27.975	5.55	0.40	-	-	37.39	0.044
33.52	5.55	0.27	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.401

Le tassement obtenu au centre du radier est de **40.1 cm**.

Calcul des tassements à mi rayon

Tableau IV. 9. Résultats des tassements à mi rayon.

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.41	600	0.056	37.39	0.115
11.32	5.55	1.11	600	0.056	37.39	0.091
16.87	5.55	0.68	600	0.056	37.39	0.056
22.425	5.55	0.58	600	0.056	37.39	0.047
27.975	5.55	0.37	-	-	37.39	0.03
33.52	5.55	0.26	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.36

Le tassement obtenu à mi rayon est de **36 cm**.

Calcul des tassements au bord du radier

Tableau IV. 10. Tassement calculé au bord du radier.

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	0.67	600	0.056	37.39	0.055
11.32	5.55	0.57	600	0.056	37.39	0.047
16.87	5.55	0.43	600	0.056	37.39	0.035
22.425	5.55	0.39	600	0.056	37.39	0.032
27.975	5.55	0.28	-	-	37.39	0.026
33.52	5.55	0.21	-	-	37.39	0.016
Tassement total						0.21

Le tassement obtenu au bord du radier est de **21 cm**.

- Cas d'un maillage de 4 m^2 (un entre axe de 2 m entre colonnes)

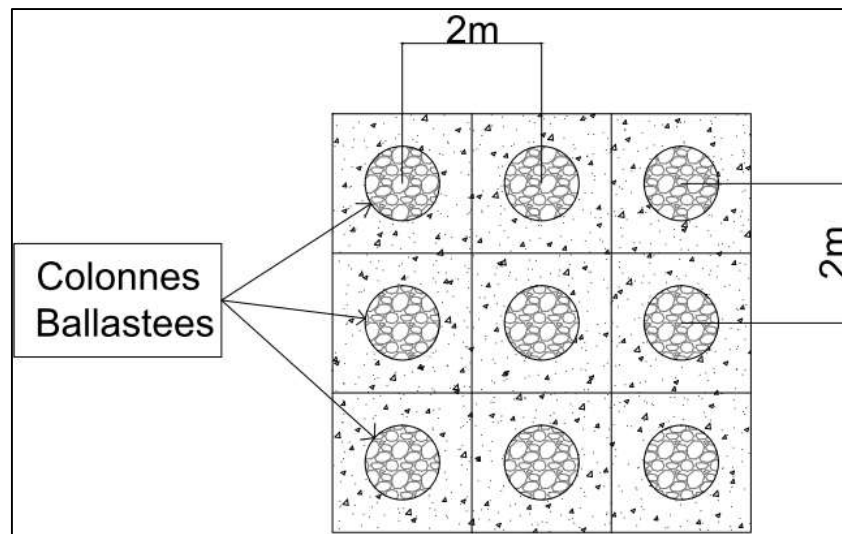


Figure IV. 9. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 2 m (maillage carrée).

Donc on aura :

$$a = \frac{A_{col}}{A} = \frac{0.502}{4} = 0.126.$$

A : aire total d'une cellule unitaire = 4 m^2 .

- **Calcul du nombre de colonne**

Soit n le nombre de colonnes sous le radier tel que :

$$n = \frac{A_{radier}}{A}$$

$A_{radier} = 387 \text{ m}^2$.

Donc :

$$n = \frac{387}{4} = 97 \text{ collones}$$

- **Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastées**

On a :

$$\beta = a \times \eta + (1 - a) ;$$

Avec :

η : facteur de concentration des contrainte

D'ou:

$$\eta = \frac{\beta - 1}{a} + 1 = \frac{1.23 - 1}{0.126} + 1 = 2.83$$

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_c = \sigma_s \times \eta = 2.83 \times 1.18 = 2.12 \text{ bars}$$

$$\sigma_c = 3.34 \text{ bars}$$

D'après le DTU.13.2 $3.34 \text{ bars} < 8 \text{ bars}$ C'est **vérifié**.

- **Vérification de la méthode de PRIEBE**

La relation qui sert à vérifier est la relation d'équilibre statique dans le transfert de charge :

Donnée par :

$$\sigma_0 \times A = (\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col})$$

$$\sigma_0 \times A = 145 \times 4 = 580 \text{ KN}$$

$$(\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col}) = (334 \times 0.502) + 118 \times (4 - 0.502) = 580.43 \text{ KN}$$

On remarque que les deux valeurs se rapprochent, donc le dimensionnement du réseau de colonnes par la méthode de PRIEBE est **vérifié**.

- **Mécanisme de rupture de colonnes ballastées**

La contrainte admissible d'une colonne $q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa}$ ne change pas. Par contre seul la contrainte appliquée à une colonne σ_c change après la diminution de la surface de la maille.

Donc :

$$q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa} > \sigma_c = 0.21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte en tête de la colonne est admissible.}$$

- **Calcul des tassements**

Le calcul des tassements se fait de la même manière précédente (avec un maillage de 9 m²) sauf qu'on prend $a = 0.126$. Les résultats sont résumés dans le **tableau IV.11** suivant :

Calcul des tassements au centre du radier

Tableau IV. 11. Tassements au centre du radier (Maillage de 4 m²).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.43	600	0.126	37.39	0.074
11.32	5.55	1.24	600	0.126	37.39	0.064
16.87	5.55	0.79	600	0.126	37.39	0.041
22.425	5.55	0.66	600	0.126	37.39	0.034
27.975	5.55	0.40	-	-	37.39	0.044
33.52	5.55	0.27	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.28

Le tassement total au centre du radier est de **28 cm**.

Calcul des tassements à mi rayon

Tableau IV. 12. Tassements à mi rayon (Maillage de 4 m²).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.43	600	0.126	37.39	0.073
11.32	5.55	1.24	600	0.126	37.39	0.057
16.87	5.55	0.79	600	0.126	37.39	0.035
22.425	5.55	0.66	600	0.126	37.39	0.030
27.975	5.55	0.40	-	-	37.39	0.044
33.52	5.55	0.27	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.25

Le tassement total à mi rayon est **25 cm**.

Calcul des tassements au bord du radier

Tableau IV. 13. Tassements au bord du radier (Maillage de 4 m²).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.41	600	0.126	37.39	0.035
11.32	5.55	1.11	600	0.126	37.39	0.029
16.87	5.55	0.68	600	0.126	37.39	0.022
22.425	5.55	0.58	600	0.126	37.39	0.02
27.975	5.55	0.37	-	-	37.39	0.026
33.52	5.55	0.26	-	-	37.39	0.016
Tassement total						0.15

Le tassement total au bord est de **15 cm**.

- Cas d'un maillage de 3.24 m² (un entre axe de 1.8 m entre CB)

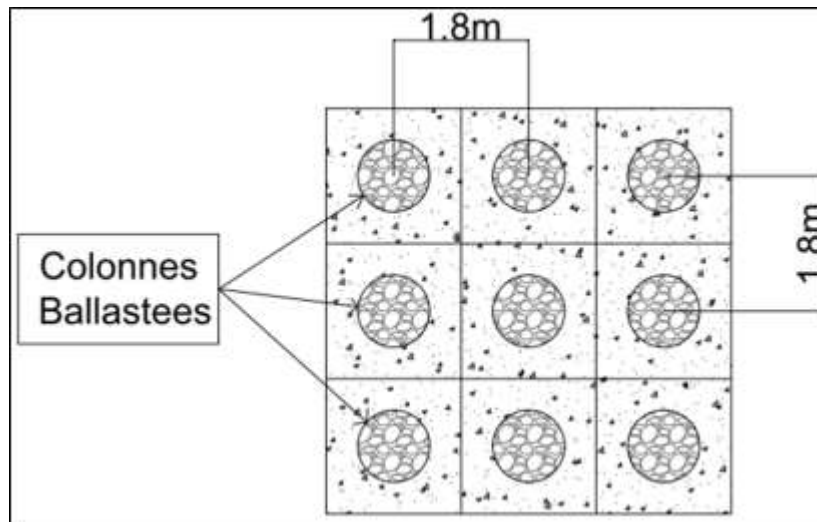


Figure IV. 10. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 1.8 m (maillage carrée).

Donc on aura

$$a = \frac{A_{col}}{A} = \frac{0.502}{3.24} = 0.155.$$

A : aire total d'une cellule de unitaire = 4 m².

• Calcul du nombre de colonne

Soit n le nombre de colonnes sous le radier tel que :

$$n = \frac{A_{radier}}{A}$$

$A_{radier} = 387 \text{ m}^2$.

Donc :

$$n = \frac{387}{3.24} = 120 \text{ colonnes}$$

- **Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastées**

On a :

$$\beta = a \times \eta + (1 - a) ;$$

Avec

η : facteur de concentration des contraintes

D'où:

$$\eta = \frac{\beta - 1}{a} + 1 = \frac{1.23 - 1}{0.155} + 1 = 2.48$$

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_c = \sigma_s \times \eta = 2.48 \times 1.18 = 2.93 \text{ bars}$$

$$\sigma_c = 2.93 \text{ bars}$$

D'après le DTU.13.2 $2.93 \text{ bars} < 8 \text{ bars}$ C'est **vérifié**.

- **Vérification de la méthode de PRIEBE**

La relation qui sert à vérifier est la relation d'équilibre statique dans le transfert de charges.

Donnée par :

$$\sigma_0 \times A = (\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col})$$

$$\sigma_0 \times A = 145 \times 3.24 = 469.8 \text{ KN}$$

$$(\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col}) = (293 \times 0.502) + 118 \times (3.24 - 0.502) = 470.16 \text{ KN}$$

On remarque que les deux valeurs se rapprochent, donc le dimensionnement du réseau de colonnes par la méthode de PRIEBE est **vérifié**.

- **Mécanisme de rupture des colonnes ballastées**

La contrainte admissible d'une colonne $q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa}$ ne change pas. Par contre seule la contrainte appliquée à une colonne σ_c change après la diminution de la surface de la maille.

Donc :

$$q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa} > \sigma_c = 0.293 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la contrainte en tete de la colonne est admissible}$$

- **Calcul des tassements**

Le calcul des tassements se fait de la même manière précédente (avec un maillage de 9 m^2) .avec $a = 0.155$. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Calcul des tassements au centre du radier

Tableau IV. 14. Calcul des tassements au centre du radier (Maillage de 3.24 m²).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.43	600	0.155	37.39	0.064
11.32	5.55	1.24	600	0.155	37.39	0.056
16.87	5.55	0.79	600	0.155	37.39	0.035
22.425	5.55	0.66	600	0.155	37.39	0.030
27.975	5.55	0.40	-	-	37.39	0.044
33.52	5.55	0.27	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.249

Le tassement total au milieu du radier est de **24.9 cm**.

Calcul des tassements à mi rayon

Tableau IV. 15. Calcul des tassements à mi rayon (Maillage de 3.24 m²).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.41	600	0.155	37.39	0.063
11.32	5.55	1.11	600	0.155	37.39	0.050
16.87	5.55	0.68	600	0.155	37.39	0.031
22.425	5.55	0.58	600	0.155	37.39	0.026
27.975	5.55	0.37	-	-	37.39	0.030
33.52	5.55	0.26	-	-	37.39	0.020
Tassement total						0.220

Le tassement total à mi rayon du radier est de **22 cm**.

Calcul des tassements au bord du radier

Tableau IV. 16. Calcul des tassements au bord du radier (Maillage de 3.24 m²).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	0.67	600	0.155	37.39	0.030
11.32	5.55	0.57	600	0.155	37.39	0.026
16.87	5.55	0.43	600	0.155	37.39	0.019
22.425	5.55	0.39	600	0.155	37.39	0.017
27.975	5.55	0.28	-	-	37.39	0.026
33.52	5.55	0.24	-	-	37.39	0.016
Tassement total						0.134

Le tassement total au bord du radier est de **13.4 cm**.

- Cas d'un maillage de $A = 2.57\text{m}^2$

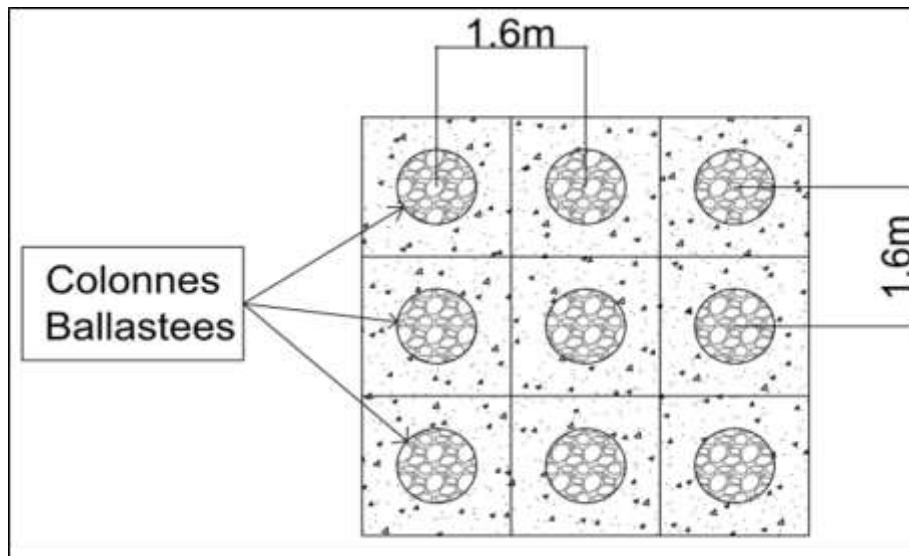


Figure IV. 11. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe=1.6m (maillage carrée).

Donc on aura

$$a = \frac{A_{col}}{A} = \frac{0.502}{2.57} = 0.195.$$

$A = 2.57 \text{ m}^2$: aire total d'une cellule de unitaire.

- **Calcul du nombre de colonne**

Soit n le nombre de colonnes sous le radier tel que :

$$n = \frac{A_{radier}}{A}$$

$A_{radier} = 387 \text{ m}^2$.

Donc :

$$n = \frac{387}{2.56} = 152 \text{ colonnes}$$

- **Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastées**

On a

$$\beta = a \times \eta + (1 - a) ;$$

Avec :

η : facteur de concentration des contrainte

D'où:

$$\eta = \frac{\beta - 1}{a} + 1 = \frac{1.23 - 1}{0.195} + 1 = 2.18$$

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_c = \sigma_s \times \eta = 1.18 \times 2.18 = 2.57 \text{ bars}$$

$$\sigma_c = 2.57 \text{ bars}$$

D'après le DTU.13.2

$2.57 \text{ bars} < 8 \text{ bars}$ C'est **vérifiée**.

- **Vérification de la méthode de PRIEBE**

La relation qui sert à vérifier est la relation d'équilibre statique dans le transfert de charge

Donnée par :

$$\sigma_0 \times A = (\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col})$$

$$\sigma_0 \times A = 145 \times 2.57 = 372.65 \text{ KN}$$

$$(\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col}) = (257 \times 0.502) + 118 \times (2.57 - 0.502) = 373.03 \text{ KN}$$

On remarque que les deux valeurs se rapprochent, donc le dimensionnement du réseau de colonnes est **vérifié**.

- **Mécanisme de rupture des colonnes ballastées**

La contrainte admissible d'une colonne $q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa}$ ne change pas. Par contre seul la contrainte appliquée à une colonne σ_c change après la diminution de la surface de la maille.

Donc

$$q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa} > \sigma_c = 0.257 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la contrainte en tete de la colonne est admissible}$$

- **Calcul des tassements**

Le calcul des tassements se fait de la même manière précédente (avec un maillage de 9 m^2) avec $a = 0.195$ les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Calcul des tassements au centre du radier

Tableau IV. 17. Calcul des tassements au centre du radier (maillage de 2.57 m^2).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.43	600	0.195	37.39	0.0543
11.32	5.55	1.24	600	0.195	37.39	0.0471
16.87	5.55	0.79	600	0.195	37.39	0.030
22.425	5.55	0.66	600	0.195	37.39	0.025
27.975	5.55	0.40	-	-	37.39	0.044
33.52	5.55	0.27	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.220

Le tassement total au milieu du radier est de **22 cm**.

Calcul des tassements à mi rayon

Tableau IV. 18. Calcul des tassements à mi rayon (maillage de 2.57 m²).

Prof(m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.27	600	0.195	37.39	0.0535
11.32	5.55	0.99	600	0.195	37.39	0.0421
16.87	5.55	0.61	600	0.195	37.39	0.0258
22.425	5.55	0.44	600	0.195	37.39	0.022
27.975	5.55	0.33	-	-	37.39	0.03
33.52	5.55	0.23	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.193

Le tassement total à mi rayon du radier est de **19.3 cm**.

Calcul des tassements au bord du radier

Tableau IV. 19. Calcul des tassements au bord du radier (maillage de 2.57 m²).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	0.60	600	0.195	37.39	0.025
11.32	5.55	0.51	600	0.195	37.39	0.021
16.87	5.55	0.38	600	0.195	37.39	0.016
22.425	5.55	0.31	600	0.195	37.39	0.014
27.975	5.55	0.25	-	-	37.39	0.026
33.52	5.55	0.19	-	-	37.39	0.016
Tassement total						0.118

Le tassement total au bord du radier est de **11.8 cm**.

- Cas d'un maillage de 2.25 m² (un entre axe de 1.5 m entre CB)

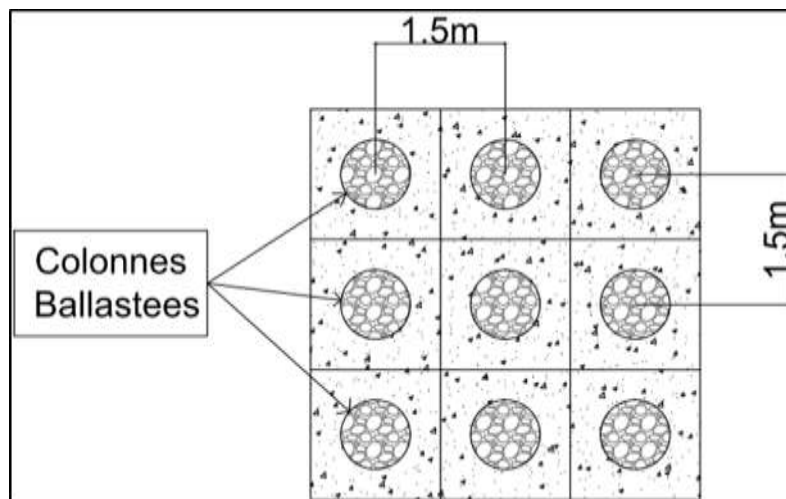


Figure IV. 12. Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 1.5 m (maillage carrée).

Donc on aura :

$$a = \frac{A_{col}}{A} = \frac{0.502}{2.25} = 0.223.$$

A : aire total d'une cellule de unitaire = 2.25 m².

- **Calcul du nombre de colonne**

Soit n le nombre de colonnes sous le radier tel que :

$$n = \frac{A_{radier}}{A}$$

$A_{radier} = 387 \text{ m}^2$.

Donc :

$$n = \frac{387}{2.25} = 172 \text{ colonees}$$

- **Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastées**

On a :

$$\beta = a \times \eta + (1 - a) ;$$

Avec

η : facteur de concentration des contrainte

D'où :

$$\eta = \frac{\beta - 1}{a} + 1 = \frac{1.23 - 1}{0.223} + 1 = 2.03$$

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_c = \sigma_s \times \eta = 2.03 \times 1.18 = 2.4 \text{ bars}$$

$$\sigma_c = 2.4 \text{ bars}$$

D'après le DTU.13.2 $2.4 \text{ bars} < 8 \text{ bars}$ C'est **vérifié**

- **Vérification de la méthode de PRIEBE**

La relation qui sert à vérifier est la relation d'équilibre statique dans le transfert des charges donnée par :

$$\sigma_0 \times A = (\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col})$$

$$\sigma_0 \times A = 145 \times 2.25 = 320.25 \text{ KN}$$

$$(\sigma_{col} \times A_{col}) + \sigma_{sol} \times (A - A_{col}) = (240 \times 0.502) + 118 \times (2.25 - 0.502) = 326.74 \text{ KN}$$

On remarque que les deux valeurs se rapprochent, donc le dimensionnement du réseau de colonnes par la méthode de PRIEBE est **vérifié**.

- **Mécanisme de rupture des colonnes ballastées**

La contrainte admissible d'une colonne $q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa}$ ne change pas. Par contre seul la contrainte appliquée à une colonne σ_c change après la diminution de la surface de la maille.

Donc

$$q_{aELS} = 0.8 \text{ MPa} > \sigma_c = 0.240 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la contrainte en tete de la colonne est admissible}$$

Calcul des tassements :

Le calcul des tassements se fait de la même manière précédente (avec un maillage de 9 m^2) avec $a = 0.223$ les résultats sont résumés dans les tableaux suivant

- **Calcul des tassements**

Calcul des tassements au centre du radier

Tableau IV. 20. Calcul des tassements au centre du radier (Maillage de 2.25 m^2).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.43	600	0.223	37.39	0.049
11.32	5.55	1.24	600	0.223	37.39	0.042
16.87	5.55	0.79	600	0.223	37.39	0.27
22.425	5.55	0.66	600	0.223	37.39	0.022
27.975	5.55	0.40	-	-	37.39	0.044
33.52	5.55	0.27	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.205

Le tassement total au milieu du radier est de **20.5 cm.**

Calcul des tassements à mi rayon

Tableau IV. 21. Calcul des tassements à mi rayon (Maillage de 2.25 m^2).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	1.41	600	0.223	37.39	0.048
11.32	5.55	1.11	600	0.223	37.39	0.038
16.87	5.55	0.68	600	0.223	37.39	0.023
22.425	5.55	0.58	600	0.223	37.39	0.019
27.975	5.55	0.37	-	-	37.39	0.03
33.52	5.55	0.26	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.179

Le tassement total à mi rayon du radier est de **17.9 cm.**

Calcul des tassements au bord du radier

Tableau IV. 22. Calcul des tassements au bord du radier (Maillage de 2.25 m^2).

Prof (m)	h_i (m)	σ_t (bars)	E_{col} (bars)	a (%)	E_{sol} (bars)	W_i (m)
0-3	-	-	-	-	-	-
5.775	5.55	0.67	600	0.223	37.39	0.023
11.32	5.55	0.57	600	0.223	37.39	0.019
16.87	5.55	0.43	600	0.223	37.39	0.014
22.425	5.55	0.39	600	0.223	37.39	0.013
27.975	5.55	0.28	-	-	37.39	0.03
33.52	5.55	0.21	-	-	37.39	0.02
Tassement total						0.112

Le tassement total au bord du radier est de **11.2 cm.**

IV.5. Conclusion

Le renforcement avec les colonnes ballastées augmente la capacité portante du sol est surtout réduit de manière significative les tassements.

Pour le dimensionnement des colonnes ballastées nous avons opté pour plusieurs maillage, nous les avons vérifié, et calculer les tassements pour chaque cas :

- Cas d'un maillage $A = 9 \text{ m}^2$ avec un entre axes de 3 m entre colonnes ballastées, le nombre de colonnes est de 45 colonnes, le tassement total au milieu du radier est de 0.4 m, et au bord du radier est de 0.21 m.
- Cas d'un maillage $A = 4 \text{ m}^2$ avec un entre axes de 2 m entre colonnes ballastées, le nombre de colonnes est de 97 colonnes, le tassement total au milieu du radier est de 0.28 m, et au bord du radier est de 0.15 m.
- Cas d'un maillage $A = 3.24 \text{ m}^2$ avec un entre axes de 1.8 m entre colonnes ballastées, le nombre de colonnes est de 120 colonnes, le tassement total au milieu du radier est de 0.249 m, et au bord du radier est de 0.134 m.
- Cas d'un maillage $A = 2.65 \text{ m}^2$ avec un entre axes de 1.6 m entre colonnes ballastées, le nombre de colonnes est de 152 colonnes, le tassement total au milieu du radier est de 0.22 m, et au bord du radier est de 0.118 m.
- Cas d'un maillage $A = 2.25 \text{ m}^2$ avec un entre axes de 1.5 m entre colonnes ballastées, le nombre de colonnes est de 172 colonnes, le tassement total au milieu du radier est de 0.205 m, et au bord du radier est de 0.112 m.

Pour le choix du maillage en choisie le maillage = 2.56 m^2 soit un entre axe de 1.6 m. Pour plus de sécurité.

Nombre de colonne = 152 colonnes avec un diamètre de 80 cm.

D'après le critère de validation du projet de fondation ; le tassement le tassement admissible au bord du bac est 0.125 m. Apres renforcement en choisissant a maillage de 2.56 m^2 ce qui nous fait une distance entre axe entre deux colonnes de 1.6 m le tassement est de 0.118 m. **C'est vérifié.**

Apres le calcul de la flèche maximal on a trouvé $f_{max} = 0.4 \text{ m}$

Apres renforcement on a une flèche de 0.22 m. **C'est vérifié.**

CHAPITRE V Modélisation numérique.

V.1. Introduction

Ce chapitre comporte la simulation numérique en vue de prédire les tassements en utilisant le logiciel Plaxis 2D, il s'agit en premier lieu d'évaluer les tassements sous le radier de la structure. En première phase, une estimation des tassements du sol sans apport de colonnes ballastées est menée, ensuite en seconde phase, un calcul de tassements est effectué en tenant compte de plusieurs configurations du maillage des colonnes ballastées.

La deuxième partie du chapitre comporte la simulation numérique de dimensionnement du radier en béton armé avec le logiciel Robot Millenium V21.2, et d'en exploiter les données pour le dimensionnement radier (coffrage- ferrailage).

V.2. Modélisation elastoplastique

V.2.1. Aperçu sur *Plaxis 2D*

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux, conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme 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. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (**Input, Calculations, Output et Curves**) [18].

Les avantages du logiciel :

- La facilité de saisie et la rapidité des calculs grâce aux développements informatiques récents ;
- Possibilité d'avoir une idée rapide sur le comportement du sol traité vis-à-vis des charges extérieures ;
- Il donne l'état de déformation et de contraintes en tout point ;
- Le raffinement du maillage est possible afin d'avoir plus de précision dans certaines zones ;
- Possibilité de traçage de courbes pour l'analyse de l'évolution du comportement du sol en fonction du temps ou du chargement ;
- Possibilité de faire un calcul par phasage afin de mieux décrire les modes d'exécution des projets.

V.2.2.1 Les sous-programmes de Plaxis 2D

a. Le programme d'entrée des données (INPUT)

Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme **Input** (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique) [19].

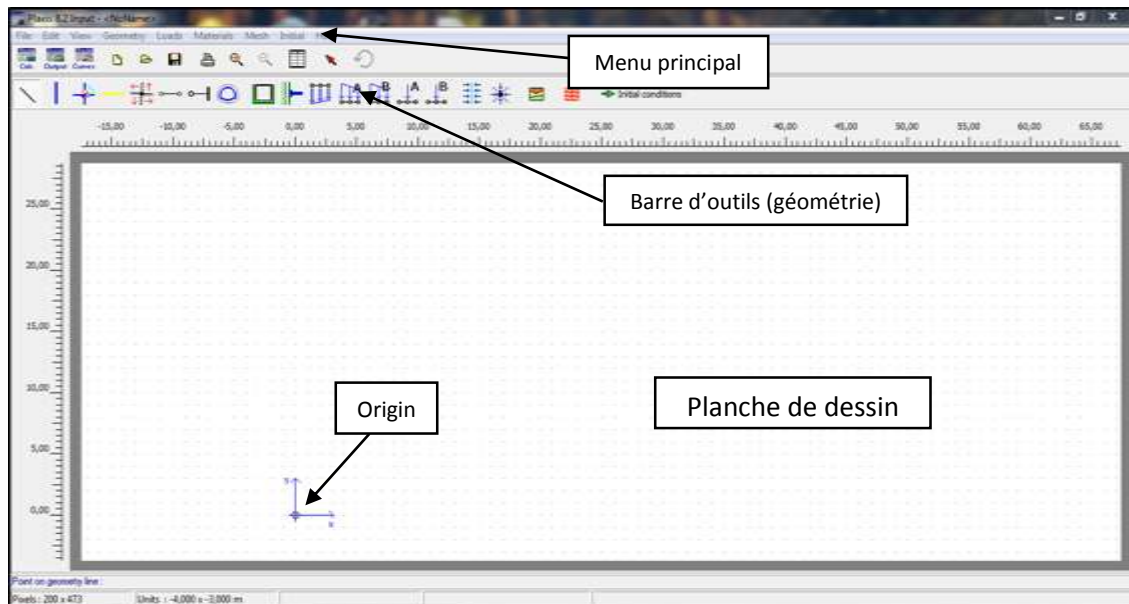


Figure V. 1. Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input).

La fenêtre principale du programme input contient les éléments suivant :

- **Le menu principal**

Il contient tous les éléments sur les données et les opérations du programme input.

- **La barre d'outils (géométrie)**

Cette barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre tel qu'il permet en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outils de la gauche vers la droite.

- **Planche de dessin**

La planche à dessin est la page sur laquelle le modèle géométrique va être créé et modifié. La création et la modification du modèle géométrique sont principalement effectuées à l'aide de la souris, mais pour certaines options, la saisie des données à l'aide du clavier est possible. La planche à dessin peut être utilisée de la même manière que les programmes de dessin classiques. Les nœuds de la grille peuvent servir de points d'ancrage.

b. Le programme de calcul (CALCULATIONS)

Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton **Calculate** depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît [19] ;

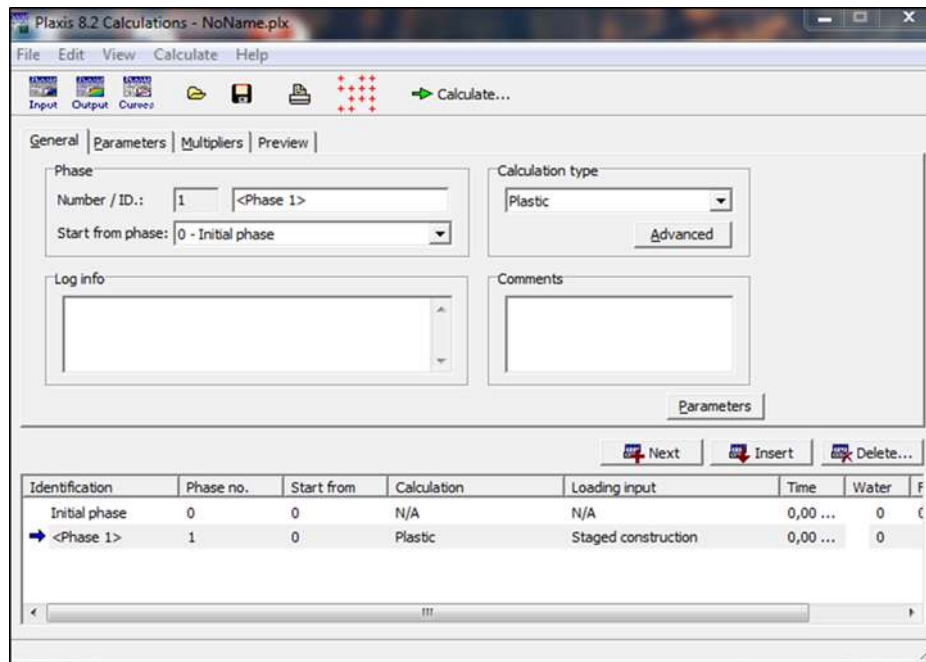


Figure V. 2. Fenêtre principale du programme de calcul.

La fenêtre principale du programme de calcul comporte les points suivants :

- Le menu de calcul

Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul.

- La barre d'outils

La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci pour les options du menu. La fonction associée à chaque icône est affichée dès que le pointeur de la souris est placé sur celle-ci.

- Les onglets (partie supérieure de la fenêtre)

Les onglets permettent de définir et pré visualiser une phase de calcul

- Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre)

Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet.

Chaque ligne correspond à une phase particulière. Et pour chaque phase, la ligne indique : l'identification correspondante (son nom), son numéro, le numéro de la phase à partir de laquelle les calculs commencent, le type de calcul, le type de chargement, la durée, les conditions hydrauliques à utiliser, les numéros des premier et dernier pas de calcul.

Quand la phase de calcul n'a pas encore été calculée, il n'y a aucun numéro de pas. Une phase de calcul sélectionnée pour être calculée est signalée par une flèche bleue en face de la ligne. Les phases calculées avec succès sont marquées d'une coche verte, alors que celles pour lesquelles le calcul n'a pas pu être mené jusqu'au bout sont indiquées par une croix rouge.

c. Le programme résultats (OUTPUT)

Il contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calculs appropriés ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. Après cette sélection, une première fenêtre de résultats est ouverte; celle-ci affiche le maillage déformé [19].

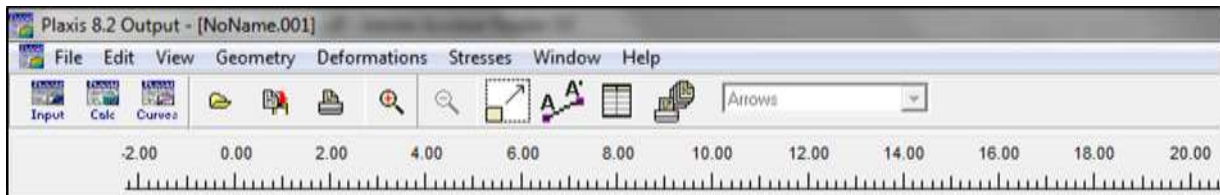


Figure V. 3. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

- Menu des résultats

Le menu des résultats contient toutes les opérations et toutes les fonctionnalités du programme de résultats. Les éléments du menu peuvent changer selon le type de résultats actif.

- Fenêtres de résultats

Ce sont des fenêtres dans lesquelles des résultats particuliers sont affichés. Les fenêtres de résultats peuvent contenir des représentations du modèle, des représentations spéciales d'éléments du modèle ou des tableaux de résultats.

Plusieurs fenêtres de résultats peuvent être ouvertes simultanément.

- Barre d'outils

La barre d'outils contient des boutons qui peuvent servir de raccourcis aux éléments du menu. De plus, une case permet de sélectionner directement le type de représentation pour le résultat à afficher. Par exemple, les déplacements peuvent être représentés par des flèches (Arrows), des contours (Contours) ou des dégradés de couleurs (Shadings). D'autres résultats peuvent être représentés de façons différentes.

- Barre d'état

La barre d'état contient des informations sur le type d'analyse (déformation plane ou axisymétrie) et la position du curseur de la souris dans le modèle.

d. Le programme courbe (CURVES)

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations. Au début du programme *Curves*, il faut choisir entre ouvrir une courbe existante et en créer une nouvelle [13].

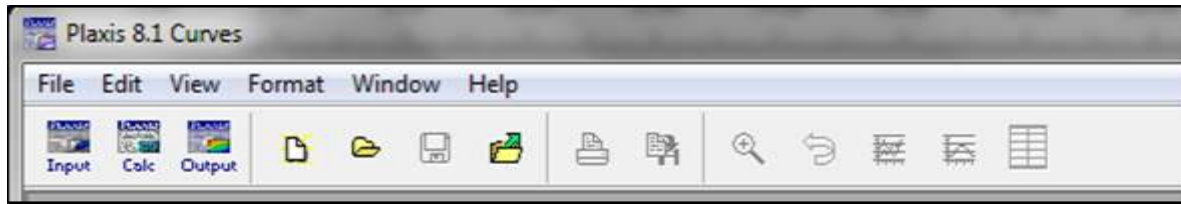


Figure V. 4. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.

La fenêtre principale du programme Curves contient les éléments suivants :

- **Le menu des courbes**

Le menu des courbes contient toutes les options et les outils du programme *Curves*.

- **Les fenêtres des graphiques**

Ce sont les fenêtres dans lesquelles les graphiques sont affichés. Plusieurs fenêtres de graphiques peuvent être ouvertes simultanément et chaque graphique peut contenir jusqu'à un maximum de dix courbes.

- **La barre d'outils**

Cette barre contient des boutons qui peuvent être utilisés comme raccourci des options du menu.

V.2.1.2. *Modèles permettant de simuler le comportement d'un sol*

Plaxis comporte plusieurs modèles qui permettent le comportement d'un sol, chacun des modèles est conçu pour décrire le comportement d'un type de sol, et nécessite, un certain nombre de paramètres. Il y a deux modèles qui sont les plus utilisés :

a. Modèle élastique linéaire

Il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour les structures rigides massives placées dans le sol [19].

b. Model de Mohr-Coulomb

Ce modèle est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilataance ψ [19].

V.2.2. Modélisation du sol vierge

La modélisation du sol vierge commence par la définition de la géométrie du modèle, des matériaux et du type du chargement.

Notre problème est modélisé en conditions en axisymétriques, la hauteur du modèle est de 33 m, ($1.5B = 33$ m), une largeur de 50 m (pour éviter l'influence des blocages sur les résultats).

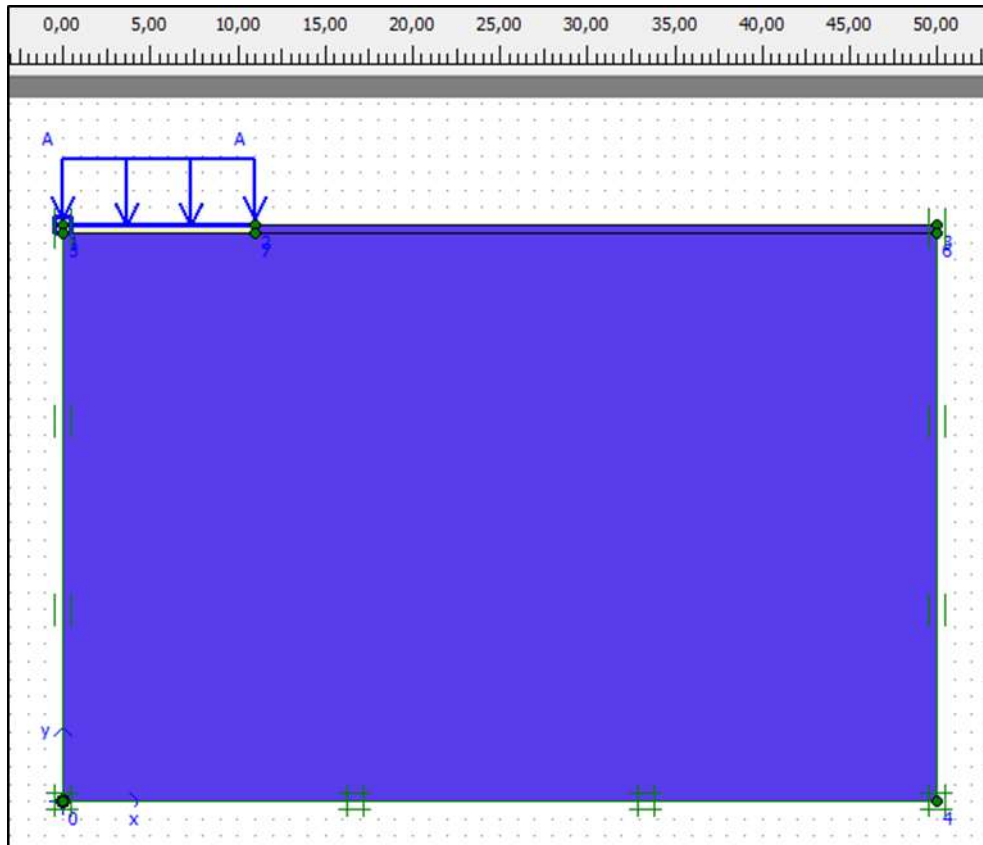


Figure V. 5. Géométrie du model (sol vierge).

V.2.2.1. Caractéristiques du model

Dans le sous-programme INPUT, et en utilisant les données recueillies à partir des essais de laboratoire et in-situ réalisés dans le site d'implantation de réservoir, on a introduit les caractéristiques mécaniques du model:

Tableau V. 1. Caractéristiques mécaniques du model.

Couches	γ_{unsat} KN/m ³	γ_{sat} KN/m ³	E_{ref} KN/m ²	ν	E_{oed} KN/m ²	c_{ref} KN/m ²	$\varphi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	EA KN/ml	EI KN.m ² /ml
Couche drainante en galets	20	20	3×10^4	0.35	4.815×10^4	1	40	10	-	-
Sable vaseux argile	10.5	20.5	3739	0.33	5482	45	12	0	-	-
Radier BA	-	-	32×10^6	0.20	-	-	-	-	1.44×10^7	2.429×10^5

V.2.2.2. Phases de calcul

Phase 1 : dans cette phase, on prend le sol à l'état initial, le sol est constitué d'une seule couche (sable vaseux et argile). Les contraintes géostatiques initiales sont générées en affectant les coefficients de poussées au repos (K_0).

Phase 2 : Réalisation de la couche drainante et du radier en béton armé.

Phase 3 : activation des charges appliquées au sol par le bac.

V.2.2.3. *Exploitation et discussion des résultats*

Après l'application d'une charge qui est égale à 1.45 bars, on a obtenu un tassement de **52.7 cm**.

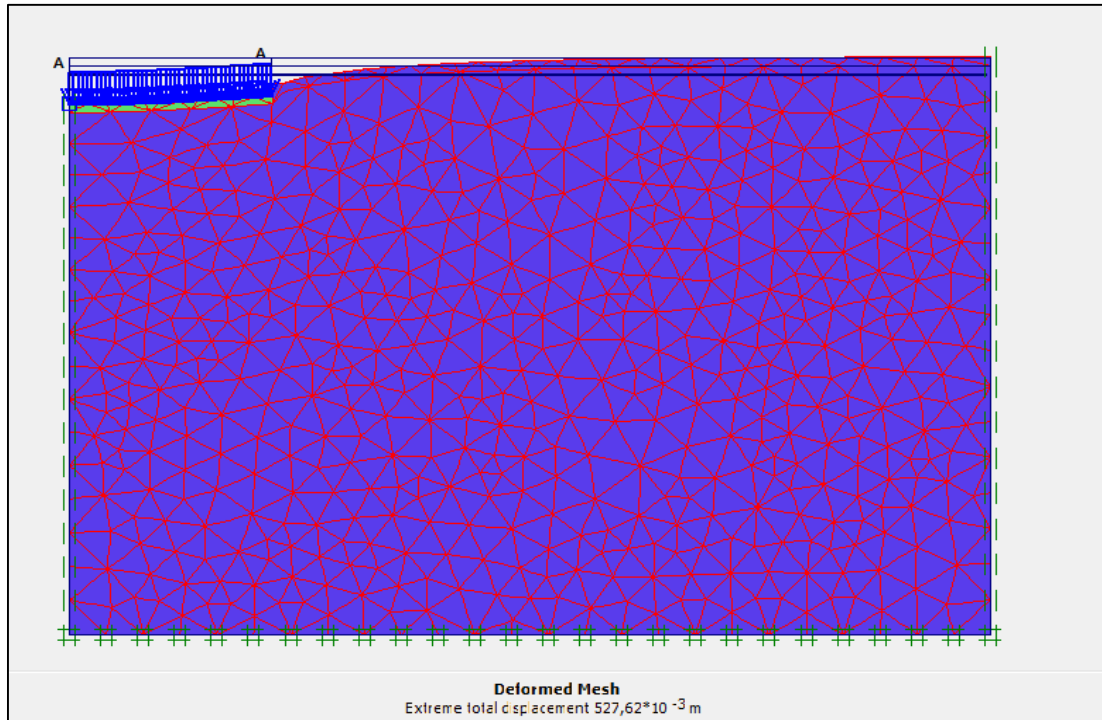


Figure V. 6. Tassement du sol vierge (Maillage déformé).

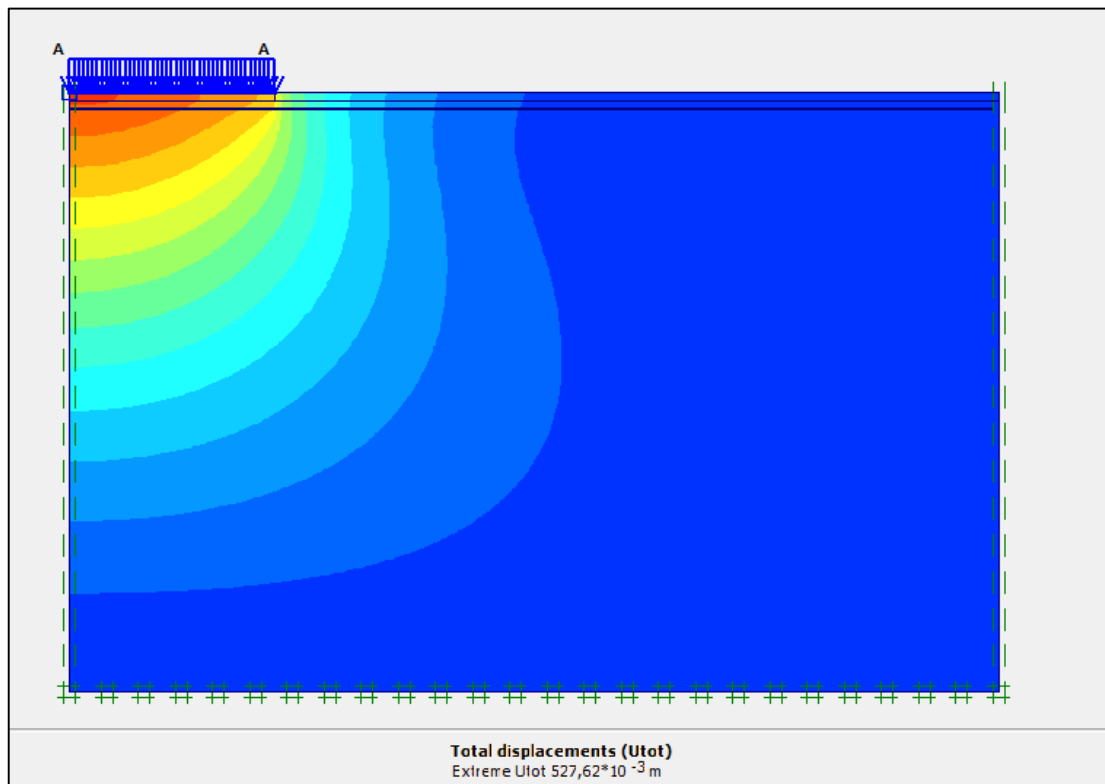


Figure V. 7. Déplacement total.

Les figures V.6 et V.7 illustrent le déformée du maillage et la cartographie des tassements du sol.

En comparant les résultats du tassement, obtenu par la méthode numérique (53 cm au milieu du radier) et celui calculé analytiquement (68 cm au milieu et 47 cm au bord), on constate une bonne concordance.

V.2.3. Modélisation des colonnes ballastées

Le réseau des colonnes ballastées est dimensionné par la méthode de PRIEBE, nous avons obtenu un nombre de 152 colonnes, réparties selon un maillage de $1.6 \times 1.6 \text{ m}^2$.

En prenant compte de la sismicité de la région de Bejaia (Zone II. a) et les recommandations COPREC, le rayon de traitement (rayon de répartition) est :

$$R_t = R + \frac{L_c}{2} \quad (\text{V.1})$$

R : Rayon du radier ;

L_c : Longueur des colonnes ;

Ce qui nous donne : $R_t = 21,1 \text{ m}$

V.2.3.1. Caractéristiques du model

La modélisation des colonnes est faite en déformations axisymétriques, avec un modèle équivalent, dont on a assimilé les colonnes a des couronnes de ballast (anneaux), tel que s'est montré dans la figure V.9 [18].

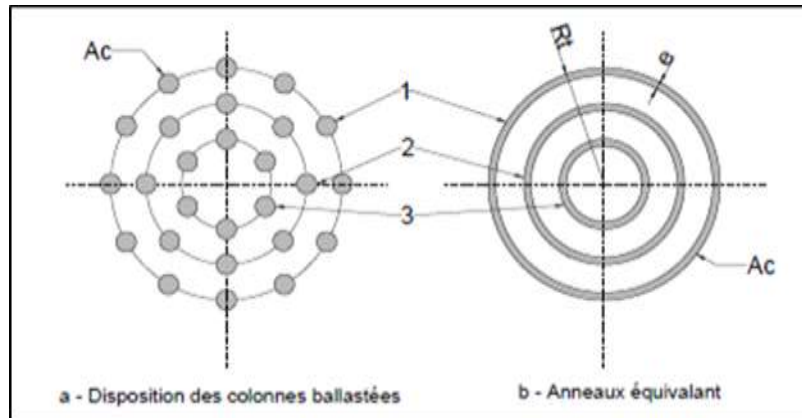


Figure V. 8. Disposition des colonnes ballastées.

L'épaisseur des couronnes est calculée de la manière suivante:

$$e = \frac{nD_c^2}{8.R_t} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

D_c : Diamètre de la colonne ;

n : Nombre de colonnes ;

R_t : Rayon de répartition.

Ce qui nous donne :

$$e = 60 \text{ cm.}$$

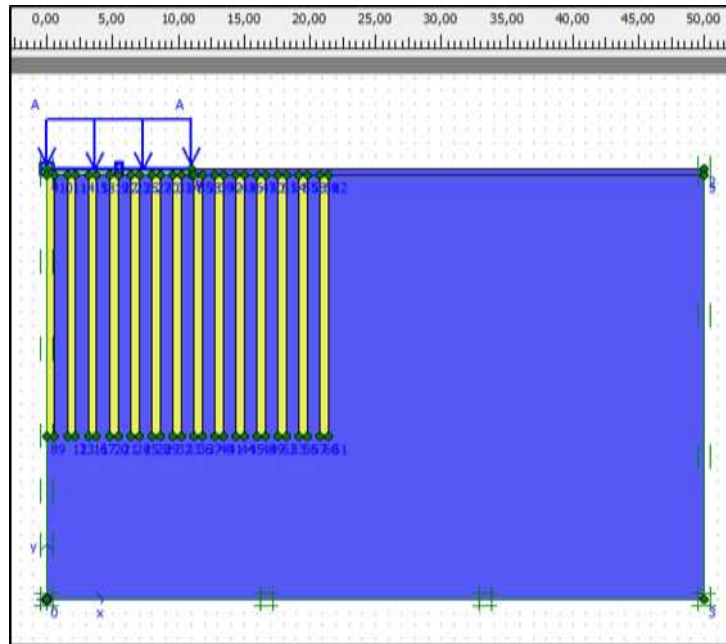


Figure V. 9. Géométrie du modèle (avec colonnes ballastées).

Les paramètres physico-mécaniques du sol et du ballast sont :

Tableau V. 2. Paramètres physico-mécaniques du sol et du ballast.

Couches	γ_{unsat} KN/m ³	γ_{sat} KN/m ³	E_{ref} KN/m ²	ν	E_{oed} KN/m ²	c_{ref} KN/m ²	$\varphi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	EA KN/ml	EI KN.m ² /ml
Couche drainante en galets	20	20	3×10^4	0.35	4.815×10^4	1	40	10	-	-
Sable vaseux argile	10.5	20.5	3739	0.33	5482	45	12	0	-	-
Radier BA	-	-	32×10^6	0.20	-	-	-	-	1.44×10^7	2.429×10^5
Ballast	21	21	60000	0.33	88900	1	38	8	-	-

V.2.3.1. Phasage de calcul

Phase 1 : dans cette phase, on prend le sol à l'état initial, le sol est constitué d'une seule couche (sable vaseux et argile).

Phase 2 : disposition des couronnes de ballast, et pose la couche drainante et réalisation du radier.

Phase 3 : activation des charges appliquées au sol par le bac.

V.2.3.2. *Exploitation et discussion des résultats*

Après application des charges les résultats sont représentés dans les figures suivantes:

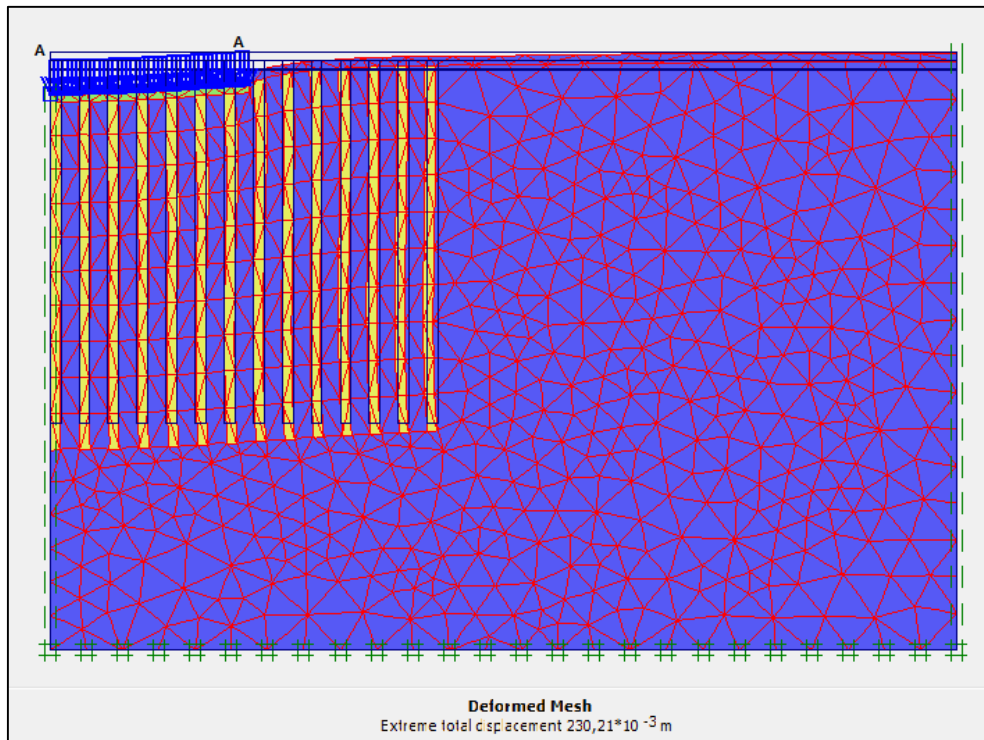


Figure V. 10. Tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (maillage déformé).

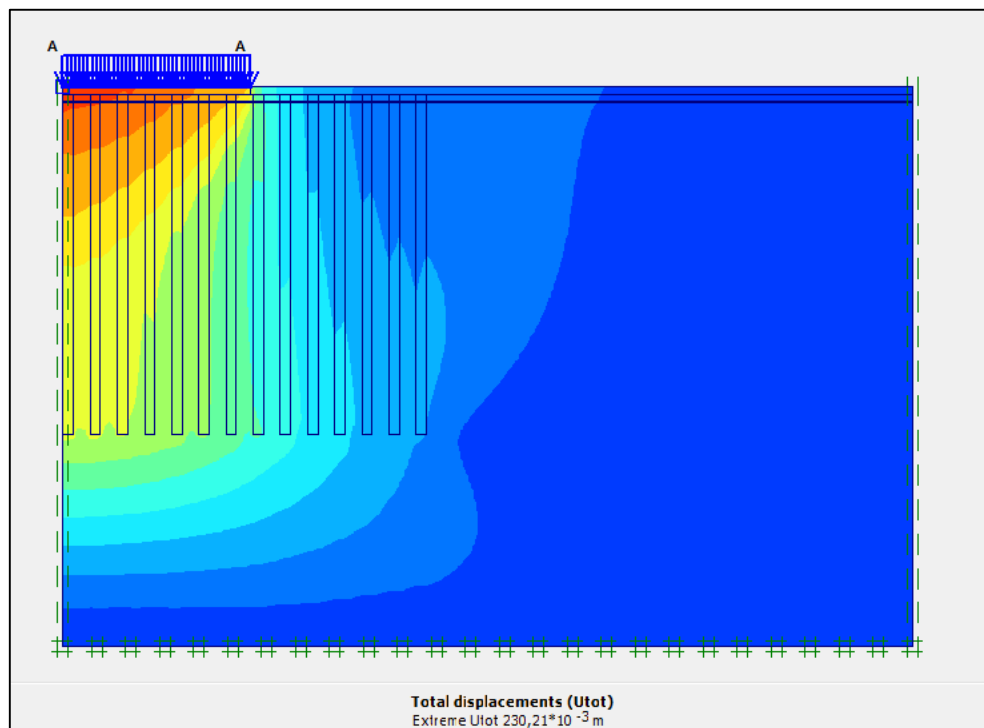


Figure V. 11. Déplacement total.

En comparant les résultats du tassement, obtenu par la méthode numérique (23 cm au milieu radier) et celui calculé analytiquement (22 cm au milieu et 11.8 cm au bord), ils sont proches.

V.3. Etude de dimensionnement du radier en béton armé

V.3.1. Aperçu Robot Millenium V.21.2

Le logiciel Robot V.21.2, a été conçu afin de modéliser les structures, calculer les efforts internes (M, N et T), les contraintes et les déformations. Il permet de vérifier les résultats obtenus et de dimensionner les éléments spécifiques de la structure avec les règlements en implémentés dont ceux Algériens inclus.

Il s'agit d'un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. En utilisant la méthode des éléments finis, Robot V.21.1 est fait pour étudier les structures planes et spatiales de types :

- Treillis ;
- Portiques ;
- Structures mixtes (plaques et barres) ;
- Plaques et coques ;
- Contraintes et déformations plane ;
- Eléments axisymétriques.

Il peut effectuer des calculs de structures, avec un nombre de nœuds illimité, les seules limitations sont dues aux performances de l'ordinateur sur lequel les calculs sont effectués.

Le mode opératoire du logiciel Robot peut être divisé en plusieurs étapes :

- Définition du modèle de la structure ;
- Génération du maillage s'il s'agit des structures planes ou coques ;
- Calcul (statiques, dynamiques, linéaire, non-linéaire etc.

Dimensionnement des éléments de la structure à partir des résultats du calcul obtenus et des normes disponibles.

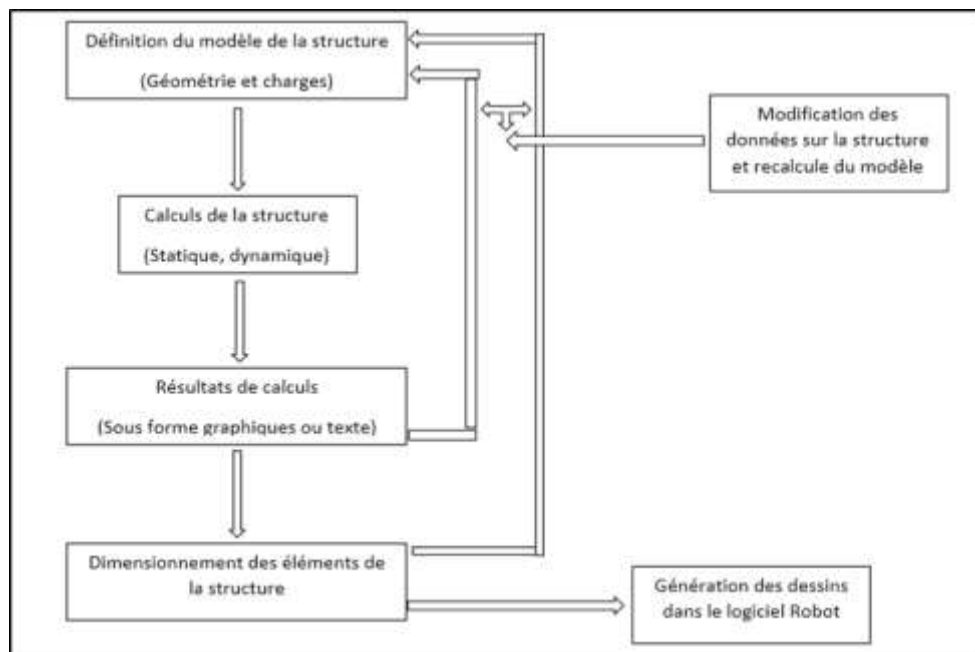


Figure V. 12. Mode opératoire standard du déroulement des opérations dans Robot.

Pour tenir compte des caractéristiques du sol encaissant, une caleulette permettant d'évaluer les raideurs du (K_Z , K_H , et K_e) est intégré au logiciel. Le coefficient de raideur K_Z est déterminé à partir du principe de Winkler [8].

Ce coefficient peut être utilisé dans la définition :

- De l'appui élastique (linéaire ou non linéaire) ;
- Du sol élastique pour les barres (raideur linéaire) ;
- Du sol élastique pour les panneaux (raideur surfacique) [8].

Le coefficient K_Z est calculé directement à partir des caractéristiques géotechniques du profil du sol, existant dans la bibliothèque des sols, ou bien par l'introduction manuelle des caractéristiques du sol donnée par le rapport géotechnique du site.

Il faut prendre aussi en considération les valeurs moyennes des contraintes sous la fondation, la nature des fondations et leurs dimensions.

V.3.1.1. Algorithme de calcul du coefficient K_Z

Le déroulement des calculs du coefficient K_Z peut être présenté de la façon suivante :

- Le sol au-dessous de la fondation est divisé en couches d'une épaisseur de 0.2 m ; si l'épaisseur de la couche est inférieure à 0.2 m, les calculs sont effectués pour la couche entière.
- Chaque couche n est analysée à partir des valeurs calculées sur la profondeur au centre de la couche Z_n ;
- Pour la profondeur Z_n , la contrainte moyenne due aux charges transmises par la fondation aux terres sus-jacentes $\sigma(Z)$ au-dessous de la semelle (**Figure V.15**) est définie d'après la formule suivante [8] :

$$\sigma_Z = \frac{3 Q Z^3}{2 \pi R^5} \quad (\text{V.3})$$

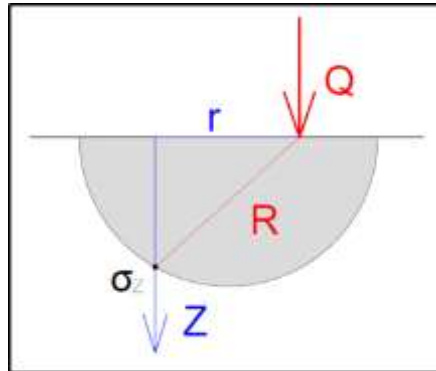


Figure V. 13. Transmission des charges dans le sol.

$$\sigma_Z = \frac{3Q}{2 \pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (\text{V.4})$$

En se servant du principe de superposition, on peut calculer la contrainte au point P (0, 0, z) due à une couche quelconque (**Figure V.16**) sollicitée par la charge uniforme, conformément au principe suivant [8] :

$$\sigma_z(P) = \int_0^L \int_0^B \frac{3 q \, dx \, dy}{2 \pi z^2 \left[1 + \left(\frac{x^2 + y^2}{z^2} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (\text{V.5})$$

Pour obtenir la valeur de la contrainte normale moyenne au-dessous de la zone rectangulaire, il faut utiliser la formule (V.6), qui après intégration, prend la forme utilisée dans l'algorithme de calcul [8].

$$\overline{\sigma_z}(Z) = \frac{1}{A} \int_A \sigma_z dA = \frac{1}{B L} \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \sigma_z(x, y, z) dx dy \quad (V.6)$$

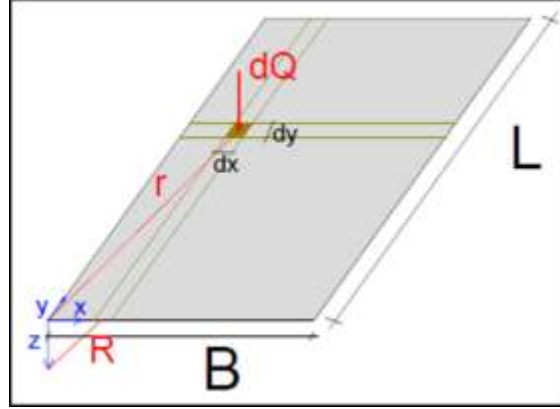


Figure V. 14. Calcul des contraintes en un point (charge repartie).

Pour la profondeur Z_n , on définit la contrainte primaire provenant des terres situées au-dessous de la couche analysée :

$$\sigma_{zy}(z) = \sum \gamma_{si} h_i \quad (V.7)$$

γ_{si} : Poids volumique de la couche i ;

h_i : Hauteur de la couche i ;

Dans le cas de la présence d'une nappe phréatique, le calcul des contraintes s'effectue avec le poids volumique du sol déjaugé γ'_{si} .

Les contraintes additionnelles dans le sol pris en compte dans les calculs sont les contraintes dues à une charge extérieure.

$$\sigma(Z_n) = \sigma_{zq}(Z_n) \quad (V.8)$$

A partir des caractéristiques du sol, on calcule le tassement moyen de la couche n :

$$\Delta U_n = h_n \varepsilon = h_n \cdot \frac{\sigma(Z_n)}{M_{0n}} \quad (V.9)$$

M_{0n} : Est le module primaire œdométrique (sans prise en compte des effets de détente), de compressibilité du sol dans la couche n. la relation entre le module de Young et le module œdométrique de compressibilité est exprimé par la formule V.

$$E = M \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (V.10)$$

Le tassement total du sol est la somme des tassements de toutes les couches :

$$\Delta U = \sum_n \Delta U_n \quad (V.11)$$

Le coefficient de raideur du sol K_z est :

$$K_z = \frac{1}{\Delta U} \quad [KN/m^3] \quad (V.12)$$

V.3.2. Description du modèle réalisé

Le modèle réalisé est un radier circulaire de 22.2 m de diamètre et 0.45 m d'épaisseur, une couronne est posé sur les radier, la surface de la couronne est de $28.55 m^2$. Ce dernier est affecté par des raideurs surfaciques représentant la nature du sol.

Avant la modélisation on doit s'assurer que le radier est souple et obéit au modèle de Winkler.

V.3.2.1. Vérification de la souplesse du radier

Pour que le radier soit rigide la condition suivante doit être vérifiée :

$$l_{max} \leq \frac{\pi l_e}{2} \quad (V.13)$$

D'où :

l_{max} : Longueur maximale

l_e : Longueur élastique elle est obtenue par l'équation suivante :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_z B}} \quad (V.14)$$

E_c : Module de Young du béton = 32000 MPa

K_z : Coefficient de raideur du sol = 0.5 Kgf/cm³

I : Moment d'inertie d'une section unitaire du radier

$$I = \frac{B e^3}{12} \quad (V.15)$$

B : Longueur unitaire = 1

e : Épaisseur du radier = 0.45 m

D'où $I = \frac{1 \times 0.45^3}{12} = 7.59 \times 10^{-3} m$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 7.59 \times 10^{-3} \times 32 \times 10^6}{5 \times 10^3 \times 1}}$$

$$l_e = 3.73 m$$

Donc :

$$\frac{\pi l_e}{2} = \frac{3.14 \times 3.73}{2} = 5.86 m$$

$$l_{max} = 20 m \geq 5.86 m$$

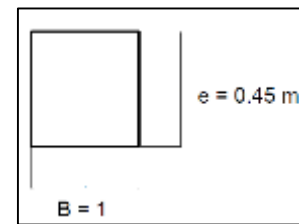


Figure V. 15. Section unitaire.

L'équation n'est pas vérifiée, le radier est souple. Donc obéit au modèle de Winkler (élasticité en petites déformations). Ce qui nous permet d'effectuer les calculs numériques, avec le logiciel Robot V21.2.

V.3.2.2. Géométrie du modèle

Le **Tableau V.3** ci-dessous résumé les caractéristiques des éléments utilisés dans la modélisation :

Tableau V. 3. Les caractéristiques des éléments utilisés dans la modélisation.

Eléments	Matériaux	Dimension en [m]	E KN/m ²	ν
Radier	Béton ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$D = 22.2$ e = 0.45	32×10^6	0.20
Couronne	Béton ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$S = 28.55 \text{ m}^2$	32×10^6	0.20
Sol	$K_z = 5000 \text{ KN/m}^3$	-	-	-

La **Figure V.16** montre le modèle complet que nous avons réalisé sur Robot. Le radier repose sur un sol élastique de raideur $K_z = 5000 \text{ KN/m}^3$.

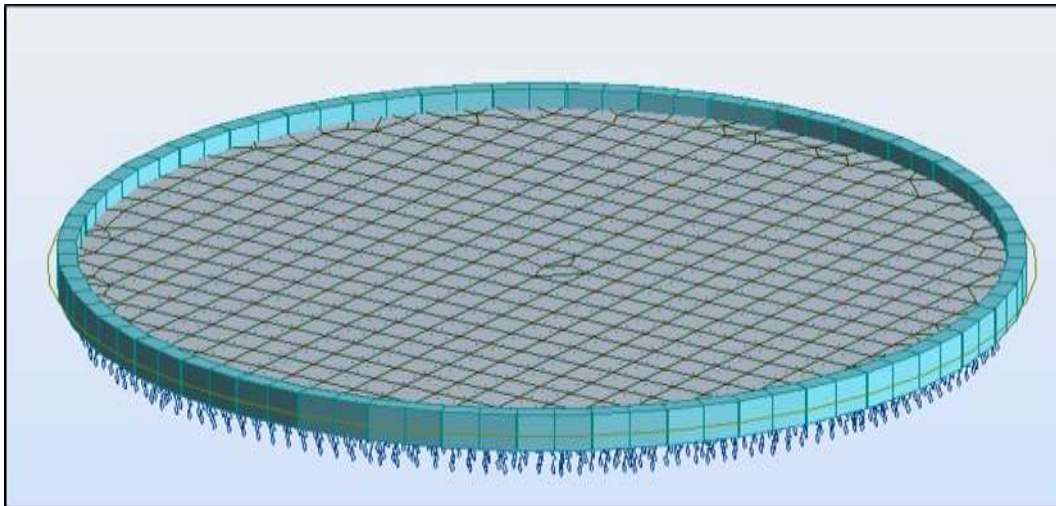


Figure V. 16. Le modèle réalisé sur Robot.

V.3.2.3. Simulation du comportement du radier avec les charges

Le principe consiste à appliquer les charges sur notre modèle, le **tableau V.4** résume les différentes charges considérées.

Tableau V. 4. Les différentes charges sollicitant le radier.

Chargement	Type de charge	Nature	Valeurs
Poids du bac	Charge uniforme	Permanente	11.73 KN/m
Poids du tuf	Surfacique uniforme	Permanente	13.64 KN/m ²
Poids du liquide	Surfacique uniforme	Exploitation	111.11 KN/m ²

V.3.3. Exploitation des résultats

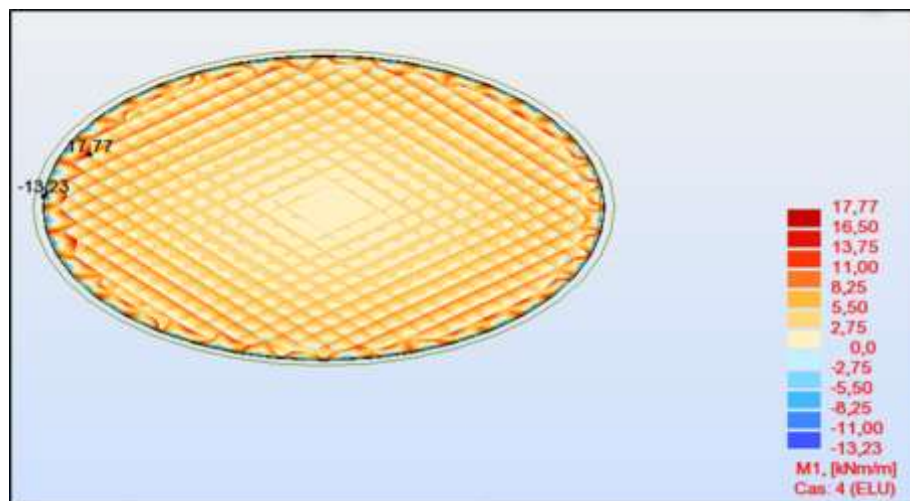


Figure V. 17. Cartographie des moments fléchissant a l'ELU.

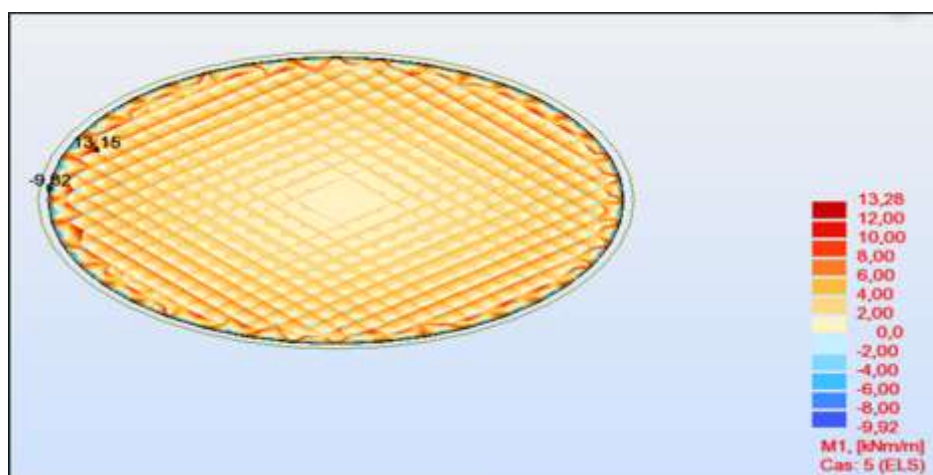


Figure V. 18. Cartographie des moments fléchissant a l'ELS.

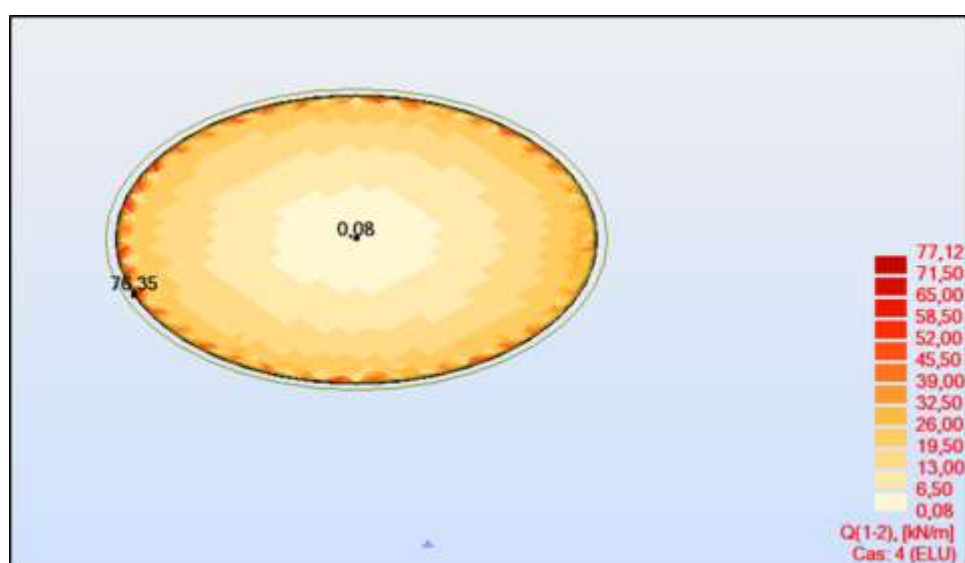
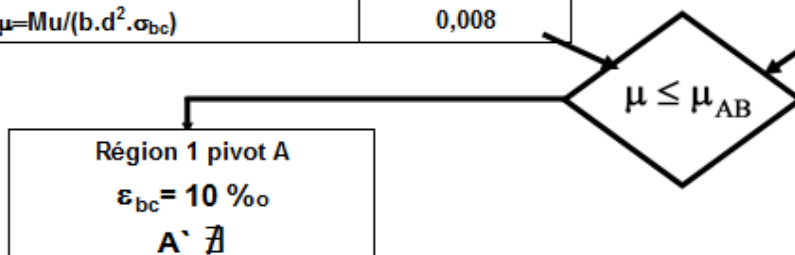
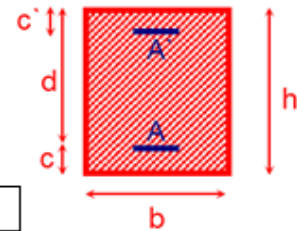


Figure V. 19. Cartographie des efforts tranchants a l'ELU.

V.3.4. Ferrailage du radier

Le calcul du ferrailage du radier selon les moments maximum, d'après les résultats obtenus grâce à Robot le moment max est $M_{max} = 17.75 \text{ KN.m}$

$M_u \text{ (KN.m)}$	17,75				
γ_b	1,50				
γ_s	1,15				
$b \text{ (cm)}$	100,0				
$h \text{ (cm)}$	45,0	$C=h/10 \text{ (cm)}$	4,50		
$f_{c28} \text{ (MPa)}$	25,0	$C' \text{ (cm)}$	5,00		
$f_{t28} \text{ (MPa)}$	2,1	$E_s \text{ (MPa)}$	200000		
$d = 0,9.h \text{ (cm)}$	40,5	$f_e \text{ (MPa)}$	400		
$\sigma_{bc}=0,85.f_{c28}/(\theta.\gamma_b) \text{ (MPa)}$	14,2	θ	1,0	μ_{AB}	0,186
$\mu=M_u/(b.d^2.\sigma_{bc})$	0,008			μ_{Bc}	0,480



$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ (MPa)}$	348
$\alpha = 1,25.(1-(1-2.\mu)^{1/2})$	0,010
$\beta = 1 - 0,4.\alpha$	0,996
$A_u = M_u / (\sigma_s . \beta . d) \text{ (cm}^2\text{)}$	1,26
$A_{min} = 0,23.b.d.f_{tj} / f_e \text{ (cm}^2\text{)}$	4,89

$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	4,89
-----------------------------	------

Les armatures choisies sont : **5HA12/ml**, espacement = 19 cm

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = y \times \frac{M_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$M_{ser} = 13.15 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Cas de fissurations très nuisibles } \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa}$$

- Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_u \times y - 15 \times A_u \times d = 0$$

Données :

$$A_u = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.405 \text{ m}$$

Après avoir résolu l'équation on retient

$$y = 0.077 \text{ m}$$

- Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_u \times (d - y)^2$$

Données :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$y = 0.077 \text{ m}$$

$$d = 0.405 \text{ m}$$

$$I = 1.14 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

On aura donc

$$\sigma_{bc} = \frac{0.01315}{1.14 \times 10^{-3}} \times 0.077 = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.88 \times \left(\frac{0.405 - 0.077}{0.077} \right) = 56.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Les contraintes sont vérifiées à ELS. Le ferrailage à ELU suffit.

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle du radier, il faut que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

V_u : Effort tranchant max ;

$$\tau_u = \frac{76.35}{1 \times 0.405} = 188.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$0.188 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

On n'a pas besoin d'utiliser les armatures transversales dans la dalle du radier.

- Ferrailage de la couronne

Le ferrailage de la couronne sera effectué par la méthode forfaitaire

$$\frac{0.5}{100} \times (80 \times 40) = 16 \text{ cm}^2$$

On a opté pour les armatures 6T16 et 4T14.

V.3.5. Schéma de ferrailage

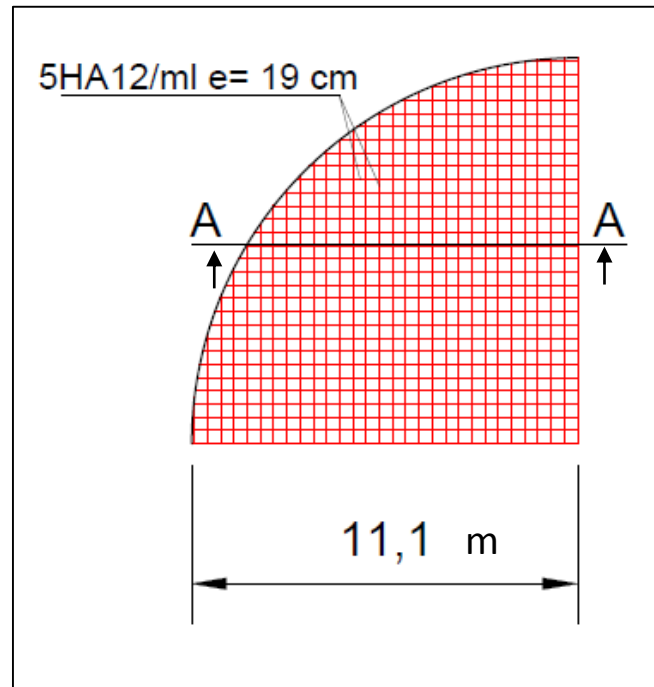


Figure V. 20. Vue en plan.

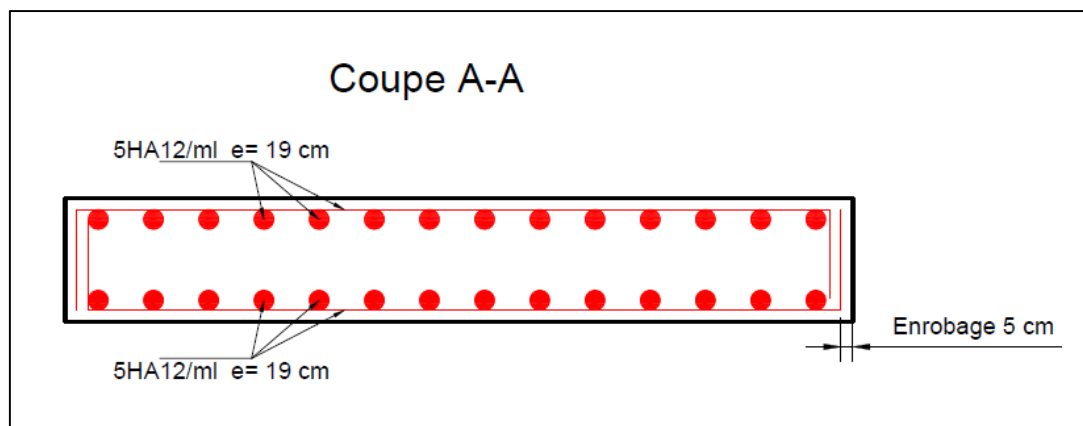


Figure V. 21. Coupe A-A.

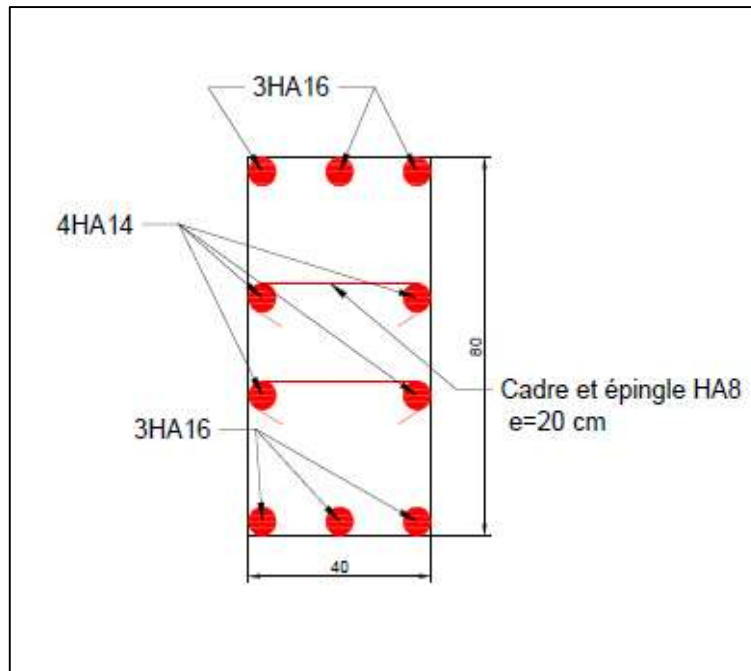


Figure V. 22. Ferrailage de la couronne.

V.4. Conclusion

Les résultats des tassements obtenus par la modélisation avec Plaxis 2D 52.7 cm au milieu du radier dans le cas du sol sans renforcement. Avec renforcement (colonnes ballastées cas d'un maillage = 2.56 m²) on a trouvé 23 cm au milieu du radier. Le résultat rapproche des valeurs obtenues par la méthode analytique, ce qui confirme les résultats du calcul et le choix de la méthode de renforcement.

Afin de calculer le ferrailage du radier, il a fallu calculer le moment max à l'ELS et l'ELU à l'aide du logiciel Robot. Après modélisation, la valeur du moment maximum à l'ELU est $M_{elu\ max} = 17.77\ KN.m/ml$, et à l'ELS $M_{els\ max} = 13.15\ KN.m/ml$. Le calcul du ferrailage est effectué à l'ELU, on obtient une section d'armature $A_u = 1.26\ cm^2$. On comparant la section du ferrailage obtenue avec le ferrailage minimum qui est égale à $A_{min} = 4.89\ cm^2$, on ferraille avec A_{min} et on a opté pour 5HA12/ml $A = 5.65\ cm^2$ ce qui en résulte un espacement de 19 cm. A l'ELS les contraintes du béton σ_{bc} et de l'acier σ_{ac} sont vérifiées. Donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

CONCLUSION GENERALE

Notre travail a été consacré pour l'étude d'influence des tassements sur la stabilité d'un bac de stockage de Gasoil de capacité 5000 m³, et de prévoir une méthode de traitement du sol, afin de réduire ces tassements.

Les résultats des anciennes études géotechniques réalisées sur le site (à l'intérieur du district CBR à l'arrière port, Wilaya de Bejaia), montrent que le sol a des caractéristiques mécaniques très médiocres, ce qui induit des tassements importants.

Concernant notre projet, les résultats de l'étude géotechnique, montrent que le sol a une faible capacité portante 1.18 bars par rapport aux charges transmises qui sont de l'ordre 1.45 bars, la prédiction des tassements par la méthode analytique, montrent que les valeurs obtenues sont excessives et le risque du tassement différentiel est omniprésent.

Tenant compte des valeurs des tassements variables de 64 à 47 cm entre le centre et la circonférence, et de l'importance de l'ouvrage, une amélioration du sol s'impose en vue de réduire les tassements.

Le choix de la méthode de renforcement doit être en adéquation avec le but recherché (réduire les tassements et augmenter la capacité portante du sol). Vue que la méthode de traitement par substitution superficielle concrétisée par l'entreprise est jugée insuffisante afin de réduire les tassements, on a opté pour un renforcement de sol par colonnes ballastées de 0.80 m de diamètre et 20 m de longueur, avec un maillage de 2.56 m², soit un entre axe entre deux colonnes est de 1.6 m. Le nombre total de colonnes sous le radier est de 152 colonnes.

Les tassements obtenus après renforcement du sol sont réduits de plus de 50% par rapport aux tassements dans le sol vierge soit 22 cm au milieu et 11 cm au bord du radier.

Ces tassements sont admissibles vis-à-vis des réglementations (API 650, CODRE, EEMUA 159) concernant la construction, l'inspection, la maintenance des réservoirs cylindriques, verticaux en acier réservés au stockage des produits énergétiques.

Les résultats de tassements obtenus par la méthode numérique (Plaxis 2D), se rapproche des résultats obtenus par la méthode analytique (Coprec, 2011), ce qui confirme le résultat du calcul et le choix de la méthode de renforcement.

La modélisation avec Robot nous a permis d'obtenir la valeur du moment maximum, un calcul du ferrailage du radier à l'ELU a été effectué dont on a trouvé $A_u = 1.26 \text{ cm}^2$, on a ferrillé avec $A_{min} = 4.89 \text{ cm}^2$, on a opté pour 5HA12/ml avec $A = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 19 cm.

A travers ce modeste travail, nous avons passé en revue la méthodologie de conception et de dimensionnement d'un ouvrage spécifique qui revêt une attention particulière du point de vue géotechnique. Nous avons effectué des calculs analytiques avec une confrontation aux modèles construits sur des codes de calcul numérique en l'occurrence Plaxis 2D et Robot Millenium. Ce travail nous a bien permis de compléter notre formation académique, nous espérons qu'il sera à la hauteur de l'appréciation de nos humbles professeurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Abziz M.A., Cours mécanique des sols, université Mohamed premier, Maroc, 2013-2014.
- [2] API 650 : Réservoirs soudés en acier destinés au stockage de produits pétroliers. 2010.
- [3] Auray R., *Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux*.2010.
- [4] Bahar R., Sadaoui O., Khiatine M., *Comportement des fondations d'ouvrages sur les sols mous de Bejaia renforcé par des colonnes ballastées*,
- [5] Benhamma B., Lillouche S., *Analyse comparative du comportement des colonnes ballastées et des pieux dans les sols mous et compressibles de la plaine portuaire de Bejaia capacité de 80000 tonnes*. Memoire de master, Université de Bejaia, 2012.
- [6] Bouafia A., *Calcul pratique des fondations et des soutènements*, Algérie, OPU, 2010.
- [7] Bouafia A., *Génie civil conception des ouvrages géotechniques*, Algérie, Pages bleu internationales, 2010.
- [8] Bouchara A., Yahoui B., *Investigation pathologique et numérique du comportement des silos industriels implantés sur sol compressible de la plaine de Bejaia*, Thèse de master, Université de Bejaia, 2011.
- [9] Chamayou R., « Réservoirs métalliques : stockage des liquides à température ambiante » *Techniques de l'Ingénieur*, 2013.
- [10] CODRES : Code français de construction des réservoirs cylindriques verticaux en acier, 2011.
- [11] COPREC 2011.
- [12] Dhouib A., Wehr J., Soyez B., Priebe H.J. *Méthode de Priebe : Origine, développement et applications*, ASEP-GI 2004 - Vol 2. Magnan (ed.) 2004, presse de l'ENPC/LCPC, Paris.
- [13] EEMUA 159: Engineering Equipment and Materials Users Association, 2011.
- [14] Guide d'inspection et de maintenance des réservoirs aériens cylindriques verticaux, DT 94, Octobre 2011.
- [15] Guide Réservoirs de stockage, Réservoirs cylindriques verticaux à fonds plats destinés au stockage de produits liquides à une température de service inférieure à la température ambiante, DT 109, Avril 2014.
- [16] <http://fr.climate-data.org/>
- [17] Magnan J.P., « Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation » *Techniques de l'Ingénieur*, 2013.
- [18] Magnan J.P., Mieussens C., Soyez B., Vantrain J., *Essais œdométriques, Méthode d'essai LCP n°13*, Juillet 1985
- [19] Priebe H.J., *Le dimensionnement des colonnes ballastées*, ASEP-GI 2004 - Vol 2. Magnan (ed.) 2004, presse de l'ENPC/LCPC, Paris
- [20] RBJ. Brinkgreve et al, 2003, « Plaxis, version 8, manuel de référence ». Université de Delft de technologie et Plaxis
- [21] Robitaille V., Tremblay D., *Mécanique des sols : théorie et pratique*, Canada, Modulo éditeur, 1997.