

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Par : ADEL Racim et MERAD BOUDIA Mohammed Ali

Sujet

**MODELISATION DES DIGUES D'UNE STATION
D'EPURATION PAR LAGUNAGE**

Soutenu publiquement, le 29/06/2022, devant le jury composé de :

M ^r BENYELLES Z.	MAITRE DE CONFERENCES	Université Tlemcen	Président
M ^{me} SMAIL N.	MAITRE DE CONFERENCES	Université de Tlemcen	Examinatrice
M ^r ABOU-BEKR N.	PROFESSEUR	Université de Tlemcen	Encadreur
M ^{me} EL HOUARI N.	MAITRE DE CONFERENCES	Université de Tlemcen	Co-Encadreur

Année universitaire : 2021/2022

Dédicaces

Nous dédions ce mémoire à nos chers parents que nous aimons par-dessus tous, et pour l'éducation qu'ils nous ont donnée et qui nous a permis avec l'aide du BON DIEU d'arriver là où nous sommes, depuis toujours dont la présence et les encouragements sont pour nous les piliers de ce que nous sommes et ce que nous faisons, nos mots ne seraient jamais à la hauteur de l'amour, de l'affection qu'ils nous ont données tout le long de notre vie.

Nous aimerons exprimer toute notre gratitude et notre profonde reconnaissance pour tous les sacrifices que vous avez fait sans jamais renoncer un jour ; vous étiez pour nous une vraie source d'inspiration, pour nous c'est la meilleure façon de vous honorer et vous montrer que vous avez été magnifique et aussi sans oublier ma famille et mes amis qui ont été présents et à qui je leurs souhaite plus de succès.

A tous ceux que nous aimons, merci

Adel Racim
Merad Boudia Mohammed Ali
Juin 2022

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, on tient à remercier DIEU tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la force pour arriver à ce jour.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance pour nos encadrants ; Mr **ABOU-BEKR Nabil**, Professeur à l'université de Tlemcen et Mme **EL HOUARI Nesrine**, Maitre de conférence à l'université de Tlemcen pour la confiance qu'ils nous ont témoignée en acceptant de diriger ce mémoire de fin d'études. Ils ont été d'un soutien moral et ont manifesté à notre égard une attention à la hauteur et nous ont aidé à mieux cerner le sujet de notre mémoire jusqu'à son aboutissement. Nous admirons aussi leur disponibilité pendant tous ces moments de doute durant tous ces mois, soyez assurés de notre estime et de notre profonde gratitude.

On tient également à exprimer notre gratitude à Mr **BENYELLES Zoheir**, Maitre de Conférence à l'université de Tlemcen, qui a bien voulu présider ce mémoire ainsi qu'à Mme **SMAIL Nadia**, Maitre de Conférence à l'université de Tlemcen pour avoir pris le temps d'examiner ce mémoire.

Enfin, et au terme de la rédaction de ce mémoire, c'est un devoir agréable d'exprimer notre reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail et à l'enrichissement de cette aventure intellectuelle, un objectif atteint parmi tant d'autres. Nos sentiments inexprimables en pensant aux gens qui nous ont aidés pendant ce long voyage ; qu'ils trouvent ici nos vifs respects et notre profonde gratitude.

Merci à tous

ملخص

تتعلق هذه الأطروحة بدراسة حالة معينة. وهو تحليل استقرار سدود محطة معالجة مياه الصرف الصحي قيد الإنشاء على تربة قابلة للانضغاط تقع في عين صالح - الجزائر. يتم تقديم سلسلة من النماذج العددية باستخدام كود الكمبيوتر Plaxis 2D من أجل تقييم الاستجابات الميكانيكية والهيدروليكية للهيكل وتربة الأساس. البيانات المستخدمة في الحساب مأخوذة من التقرير الجيوتقني لهذا المشروع. كان هذا التقرير موضوع توليف وتحليل نقدي من أجل تقييم موثوقية النتائج التي يعرضها. يتم أحياناً تفسير بعض الاختبارات بشكل خاطئ في التقارير الجيوتقنية وخاصة اختبارات القياس. نبين كيف تسلط العلاقات المتبادلة الضوء على هذه التفسيرات. أتاحت نتائج الحسابات العددية إظهار استقرار الهيكل وكذا الفائدة على وجه الخصوص من استبدال طبقة الرمل الخاصة بقاعدة المشروع.

الكلمات المفتاحية: السور البحري ، التربة القابلة للضغط ، النمذجة العددية ، عامل الأمان ، التثوية ، التدفق.

RESUME

Ce mémoire concerne une étude de cas. Il s'agit de l'analyse de la stabilité des digues d'une station d'épuration en cours de construction sur sol compressible se situant à Ain Salah en Algérie. Une série de modélisations numériques utilisant le code de calcul Plaxis 2D est présentée afin d'évaluer les réponses mécanique et hydraulique de l'ouvrage et du sol d'assise. Les données utilisées pour le calcul ont été extraites du rapport géotechnique de ce projet. Ce rapport a fait l'objet d'une synthèse et d'une analyse critique en vue d'évaluer la fiabilité des résultats qu'il présente. Certains essais sont parfois mal interprétés dans les rapports géotechniques et en particulier les essais œdométriques. On montre comment les corrélations permettent d'éclairer ces interprétations. Les résultats des calculs numériques ont permis de conduire des études de stabilité et aussi de montrer notamment l'intérêt de substituer la couche de sable de l'assise de l'ouvrage.

Les mots clés : Digue, Sol compressible, Modélisation numérique, Coefficient de sécurité, Déformation, Ecoulement.

ABSTRACT

This dissertation is about a case study. It concerns the analysis of the stability embankments of a water treatment plant under construction on compressible soil located in Ain Salah, Algeria. A series of numerical models using the Plaxis 2D calculation code is presented to evaluate the mechanical and hydraulic responses of the structure and the soil. The data used for the calculation were extracted from the geotechnical report of this project. This report has been synthesized and critically analyzed to assess the reliability of its results. Some tests are sometimes misinterpreted in geotechnical reports and in particular oedometric tests. It shows how correlations help to clarify these interpretations. The results of the numerical calculations have made it possible to conduct stability study and to show in particular the interest of substituting the sand layer of the base of the project.

Keywords: Embankment, Compressible soil, Numerical modelling, Safety factor, Deformation, Flow.

Listes des figures et tableaux

Chapitre 1 Généralités sur les sols compressibles

Figure 1.1 Phénomène de poinçonnement.....	5
Figure 1.2 Rupture rotationnelle.....	5
Figure 1.3 Exemple de tassement de remblai.....	6
Figure 1.4 Mouvement horizontal.....	7
Figure 1.5 Modes de rupture de remblai sur sols compressibles (Khemissa, 1999).....	8
Figure 1.6 Résultats de calculs effectués sur le remblai 1 de Guiche (vallée de l'Adour) à l'aide du logiciel CAR-TAGE-LCPC (Khemissa, 1999).....	9
Figure 1.7 Résultats de calculs effectués sur le remblai B de Cubzac-les-Ponts (vallée de la Dordogne) à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC (Khemissa, 1999).....	10
Figure 1.8 Exemple pour la construction du remblai par étapes.....	11
Figure 1.9 Banquettes latérales	11
Figure 1.10 Surcharge temporaire.....	11
Figure 1.11 Renforcement par géotextiles.....	12
Figure 1.12 Substitution du mauvais sol.....	13
Figure 1.13 Drains verticaux.....	13
Figure 1.14 Consolidation atmosphérique.....	14
Figure 1.15 Colonnes ballastées.....	14
Figure 1.16 Remblai sur inclusions rigides.....	14

Chapitre 2 Synthèse et analyse critique du rapport géotechnique

Figure 2.1 coupe de sondages S3 et S4.....	25
Figure 2.2 coupe de sondages S9 et S10.....	25
Figure 2.3 Carottes de sondages S3, S9, S10.....	26
Figure 2.4 Essai œdométrique du sondage S9 comparé à la corrélation de Biarez.....	27
Figure 2.5 Courbe de corrélation de Biarez (1995).....	28

Figure 2.6 Essai œdométrique du sondage S6.....	30
--	----

Chapitre 3 Analyse du comportement de digues

Figure 3.1 plan de masse de la station d'épuration.....	36
Figure 3.2 1 ^{er} cas d'étude (Coupe F-F).....	37
Figure 3.3 Modèle élément fini retenu pour le modèle de référence (Coupe F-F).....	39
Figure 3.4 Déplacement a. Total et b. Vertical de la (coupe F-F).....	40
Figure 3.5 Déplacements horizontaux (Coupe F-F).....	40
Figure 3.6 Pressions interstitielles (Coupe F-F)	41
Figure 3.7 Débit d'écoulement (coupe F-F).....	41
Figure 3.8 Les contraintes effectives (Coupe F-F).....	42
Figure 3.9 Coefficient de sécurité (Coupe F-F). Cas dynamique.....	42
Figure 3.10 Coefficient de sécurité (coupe F-F). Cas statique.....	43
Figure 3.11 2 ^{ème} Cas d'étude (coupe B-B).....	43
Figure 3.12 Modèle éléments finis retenu pour le 2 ^{ème} Cas d'étude (coupe B-B).....	44
Figure 3.13 Déplacement total (Coupe B-B).....	44
Figure 3.14 Déplacements horizontaux (Coupe B-B).....	44
Figure 3.15 Débit d'écoulement (Coupe B-B).....	45
Figure 3.16 Pressions interstitielles (Coupe B-B).....	45
Figure 3.17 Contraintes effectives (Coupe B-B).....	46
Figure 3.18 Coefficient de sécurité (Coupe B-B). Cas dynamique.....	46
Figure 3.19 Coefficient de sécurité (Coupe B-B). Cas statique.....	46
Figure 3.20 Coefficient de sécurité pour différentes distances entre les deux digues de la coupe (B-B) : 25m, 20m, 15m, 10m.....	47
Figure 3.21 Coefficient de sécurité pour différentes largeurs de la coupe (F-F) (Cas dynamique) : a. 15m b.17m.....	48
Figure 3.22 Résultats obtenus après substitution de la couche de sable (Coupe F-F) : a. Coefficient de sécurité b. Débit de fuite.....	49
Figure 3.23 Résultats obtenus par l'application de surcharge (Coupe F-F) : a. Déplacement vertical b. Déplacement horizontal.....	49

Chapitre 1 Généralités sur les sols compressibles

Tableau 1.1 Propriétés et caractéristiques des sols compressibles.....	3
Tableau 1.2 Résumé général sur les remblais réalisés sur sol compressible	16

Chapitre 2 Synthèse et analyse critique du rapport géotechnique

Tableau 2.1 Nature des couches suivant les différents sondages.....	21
Tableau 2.2 Analyse granulométrique des sondages S7, S3, S10.....	22
Tableau 2.3 Limites d'Atterberg des sondages S7, S3, S10.....	22
Tableau 2.4 Résultats du cisaillement rectiligne des sondages S7, S9.....	23
Tableau 2.5 Analyse granulométrique des sondages S7, S4, S9.....	23
Tableau 2.6 Limites d'Atterberg des sondages S7, S4, S9.....	23
Tableau 2.7 Résultats du cisaillement rectiligne des sondages S7, S4.....	24
Tableau 2.8 Résultats de l'essai de compressibilité des sondages S4, S9.....	24
Tableau 2.9 Résultats des essais : limites d'Atterberg et Proctor modifié.....	24
Tableau 2.10 Analyse des propriétés de compactage.....	31

Chapitre 3 Analyse du comportement de digues

Tableau 3.1 Caractéristiques des matériaux (Rapport de sol).....	38
Tableau 3.2 Critères des sols compressibles comparés aux caractéristiques de notre sol d'assise.....	38

TABLE DES MATIÈRES

ملخص	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT.....	VI
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	IX
TABLE DES MATIERES	X
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
 CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES SOLS COMPRESSIBLES	
1.1 INTRODUCTION.....	2
1.2 COMPORTEMENT ET CARACTERISTIQUES DES SOLS COMPRESSIBLES.....	2
1.3 COMMENT DETECTER UN SOL COMPRESSIBLE.....	3
1.4 STABILITE ET PROBLEMES RENCONTRES LORS DE LA REALISATION DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES	3
1.4.1 Problème de stabilité	4
1.4.1.1 Des instabilités par Poinçonnement	4
1.4.1.2 Des instabilités par Rotation.....	5
1.4.2 Problème de Tassements	5
1.4.3 Mouvements horizontaux	6
1.4.4 Mouvements induit sur les ouvrages avoisinants	7
1.4.5 Ecoulement des eaux.....	7
1.5 MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT ET D'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES REMBLAIS.....	8
1.5.1 Calculs de stabilité.....	9
1.5.2 Calculs de déformations.....	9
1.6 TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES	10
1.6.1 Dispositions constructives relatives au remblai.....	10
1.6.1.1 Construction par étapes.....	10
1.6.1.2 Banquettes latérales.....	11
1.6.1.3 Surcharge temporaire.....	11
1.6.1.4 Remblais allégés	12
1.6.1.5 Renforcement par géotextiles.....	12
1.6.2 Modifications du sol supportant le remblai.....	12
1.6.2.1 Substitution du mauvais sol.....	13
1.6.2.2 Drains verticaux.....	13
1.6.2.3 Consolidation atmosphérique.....	13
1.6.2.4 Colonnes ballastées.....	14
1.6.2.5 Remblais sur inclusions rigides.....	14
1.7 CONCLUSION	16
 CHAPITRE 2 : SYNTHESE ET ANALYSE CRITIQUE DU RAPPORT GEOTECHNIQUE	
2.1 INTRODUCTION.....	20
2.2 SYNTHESE DU RAPPORT GEOTECHNIQUE.....	20
2.2.1 Contexte géologique.....	20
2.2.1.1 Séismicité de la région.....	20
2.2.1.2 Hydrogéologie du site.....	20

A- Eaux de surface.....	20
B- Eaux souterraines.....	20
2.2.1.3 Géologie du site.....	21
2.2.2 Caractéristiques géotechniques du sol.....	21
2.2.2.1 Couche de sable limoneux.....	22
A- Essais d'identifications.....	22
1) Analyse granulométrique.....	22
2) Limite d'Atterberg.....	22
B- Essais mécaniques	22
Cisaillement rectiligne.....	22
2.2.2.2 Couche d'Argile.....	22
A- Essais d'identifications.....	23
1) Analyse granulométrique.....	23
2) Limites d'Atterberg.....	23
B- Essais mécaniques.....	23
1) Cisaillement rectiligne.....	23
2) Essai de compressibilité.....	23
2.2.3 Réemploi des matériaux en remblai.....	24
2.3 ANALYSE CRITIQUE DU RAPPORT GEOTECHNIQUE.....	24
2.3.1 Description lithologique.....	24
2.3.2 Analyse des profils géologiques.....	24
2.3.3 Analyse des courbes œdométriques.....	27
2.3.4 Analyse des propriétés de compactage.....	27
2.3.5 Analyse de la courbe de cisaillement	30
2.4 CONCLUSION.....	31
	32

CHAPITRE 3 : ANALYSE DU COMPORTEMENT DE DIGUES

3.1 INTRODUCTION.....	
3.2 APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL PLAXIS V 8.2.....	34
3.3 PRÉSENTATION DES MODÈLES DE CALCUL.....	34
3.4 PRESENTATION DU 1ER CAS D'ETUDE : COUPE F-F.....	35
3.5 RESULTATS DU 1 ^{er} CAS D'ETUDE : COUPE F-F.....	36
3.5.1 Déplacements vertical et total.....	39
3.5.2 Déplacements horizontaux.....	39
3.5.3 Pressions interstitielles.....	40
3.5.4 Débit de fuite.....	41
3.5.5 Contraintes effectives.....	41
3.5.6 Coefficient de sécurité.....	41
3.6 PRESENTATION DU 2EME CAS D'ETUDE : COUPE B-B.....	42
3.7 RESULTATS DU 2 ^{ème} CAS D'ETUDE : COUPE B-B.....	43
3.7.1 Déplacement total.....	44
3.7.2 Déplacement horizontal.....	44
3.7.3 Débit de fuite.....	44
3.7.4 Pressions interstitielles.....	45
3.7.5 Contraintes effectives.....	45
3.7.6 Coefficient de sécurité.....	45
3.7.7 Influence de la distance entre les digues du profil B-B.....	46
3.8 ETUDE PARAMETRIQUE.....	47
3.8.1 Influence de la largeur du remblai : Coupe F-F.....	47
3.8.2 Influence de la substitution de la couche de sable : Coupe F-F.....	47

3.8.3 Influence de l'existence d'une surcharge sur la digue du profil F-F.....	48
3.9 TASSEMENT DE LA COUCHE D'ARGILE- Profil F-F : (1er Cas d'étude)	49
3.10 INTERPRETATIONS ET DISCUSSIONS.....	50
3.11 CONCLUSION.....	51
CONCLUSION GÉNÉRALE	53
BIBLIOGRAPHIE.....	54

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le présent mémoire, intitulé « MODELISATION DES DIGUES D'UNE STATION D'EPURATION PAR LAGUNAGE » s'inscrit dans le cadre de notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de master en travaux publics.

Il s'agit de l'étude de la stabilité des digues (bassins de stockage des eaux) construites sur sols compressibles de la station d'épuration située à Ain Salah.

La région de Ain Salah est située en plein cœur du Sahara et la construction des bassins de stockage et de traitement des eaux usées représente un bénéfice et une sorte d'aide précieuse contre la sécheresse.

Par ailleurs, la construction d'ouvrages sur sols compressibles pose de nombreux problèmes et fait souvent appel à des techniques qui sont relativement récentes pour le traitement de ces derniers afin d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques.

Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols en place sont rassemblées dans un rapport géotechnique détaillé qui a fait l'objet d'une synthèse et d'une analyse critique dans le cadre de ce projet de fin d'études.

Le code aux éléments finis Plaxis est utilisé pour la modélisation des digues et du sol support.

L'objectif de ce travail de mémoire est donc d'évaluer les déformations et d'estimer le coefficient de sécurité au glissement des digues.

Ainsi la structuration de ce mémoire en trois parties est en adéquation avec ces objectifs :

- Le premier chapitre bibliographique
- Le deuxième chapitre est lié à une critique du rapport géotechnique comportant des données qui ont été utilisées dans des modélisations numériques dans le chapitre 3.
- Le troisième chapitre présente les résultats de modélisations numériques consacrées à deux cas de digues.

Plus précisément, le premier chapitre donne des généralités sur les sols compressibles, leur comportement et leur stabilité, les différents problèmes rencontrés lors de la construction sur ce type de sols ainsi que le choix des différentes solutions qui seront effectuées après l'interprétation des résultats des essais in situ et au laboratoire.

Le deuxième chapitre a été consacré à la critique du rapport géotechnique fourni, plusieurs vérifications et commentaires ont été faits sur ces données dans le but de s'assurer de la fiabilité de ces résultats.

Quant au troisième chapitre, il s'agit de présenter des études numériques basées sur le logiciel Plaxis 2D afin d'étudier l'influence de la réalisation des digues en terre qui vont constituer les bassins d'une station d'épuration par lagunage. Cette étude repose principalement sur une vérification de la stabilité des remblais après leur achèvement.

Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion générale et des perspectives.

CHAPITRE 01

Généralités sur les sols compressibles

1.1 INTRODUCTION

La construction sur les sols compressibles ou appelés sols mous (tels que les tourbes, les vases, les argiles molles, les limons argileux) engendrent des dommages importants à court et à long terme, causant ainsi des problèmes majeurs pour les ingénieurs et les concepteurs.

Dès alors, la connaissance de ces sols est nécessaire pour réussir la construction et pour assurer la stabilité et la pérennité de l'ouvrage et de ses avoisinants.

Cette connaissance nous fournira, alors, des informations sur les contraintes géotechniques qui peuvent aider le maître d'œuvre à trouver une solution aux problèmes rencontrés comme elle peut être une base de calcul pour un dimensionnement adéquat, et aussi nous permet d'avoir la possibilité de mieux positionner exactement l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons évoquer des généralités sur les sols compressibles, leur comportement et leur stabilité ainsi que les différents problèmes rencontrés lors de la construction sur ces natures de sols. Nous avons aussi exposé quelques méthodes de dimensionnement des remblais sur sols compressibles. Enfin, nous allons discuter des techniques de construction des remblais sur ces natures de sols.

1.2 COMPORTEMENT ET CARACTERISTIQUES DES SOLS COMPRESSIBLES

Les sols compressibles sont connus par leur tassement sous l'effet d'un chargement. Cependant, ce tassement peut être variable et à différentes vitesses suivant la nature et l'état de ces sols. Ils sont caractérisés par une teneur en eau très forte et par suite, un poids spécifique apparent sec très faible.

Leur comportement mécanique est caractérisé par une déformabilité élevée en fonction de la charge appliquée et du temps, une faible perméabilité qui varie avec les déformations du sol, ainsi que d'une faible résistance au cisaillement qui croit en général avec la profondeur.

Il a été décelé que la profondeur et l'épaisseur de ces sols jouent un rôle important sur la nature et l'ampleur des problèmes posés par la construction des remblais et sur les solutions que l'on peut envisager pour les résoudre ; en surface, la médiocrité des sols pose en premier lieu des problèmes de stabilité, mais une solution de purge peut être envisagée ; plus la couche compressible est située en profondeur, plus l'influence du remblai est faible (surtout lorsqu'il est de petites dimensions) et enfin, plus la couche compressible est épaisse, plus les tassements sont importants et évoluent lentement.

Enfin, nous pouvons dire que la construction des remblais sur ces natures de sols engendre des instabilités et des déformations importantes qui sont en mesure de perturber les ouvrages avoisinants, ceci est détaillé dans les paragraphes suivants.

1.3 COMMENT DETECTER UN SOL COMPRESSIBLE

On peut qualifier un sol de compressible en se basant sur plusieurs critères comme la teneur en eau, l'indice des vides, l'indice de compression et la cohésion non drainée. Le tableau 1.1 synthétise l'ensemble de ces critères, il est extrait du guide technique élaboré par le LCPC intitulé « Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles ».

Tableau 1.1 Propriétés et caractéristiques des sols compressibles (LCPC ,2000)

Propriétés	Tourbes	Sols organiques	Vases	Argiles Molles
Teneur en eau w (%)	200-100	100-200	60-150	30-100
Indice des vides e	3 à 10	2 à 3	1,5 à 3	1,2 à 2
Porosité n	0,75 à 0,9	0,7 à 0,8	0,6 à 0,75	0,55 à 0,7
Compressibilité $C_c / (1+e_0)$	0,4 à 0,8	0,2 à 0,35	0,25 à 0,4	0,15 à 0,3
Indice de fluage $C_{\alpha e}$	0,02 C_c	0,03 à 0,05 C_c		
Coefficient de perméabilité K (m/s)	10^{-4} à 10^{-9}	10^{-6} à 10^{-9}	10^{-7} à 10^{-9}	10^{-9} à 10^{-11}
Coefficient de consolidation C_v (m^2/s)	10^{-6} à 10^{-7}	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-7} à 10^{-8}	10^{-7} à 10^{-9}
Cohésion non drainée C_u (KPa)	10-50	10-50	10-50	10-50
Taux de variation de C_u : $\lambda_{cu} = \Delta C_u / \Delta \sigma'$	0,5	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3
Masse volumique sèche ρ_d (t/m^3)	0,1 à 0,5	0,5 à 1	0,7 à 1,5	1 à 1,6
Masse volumique des particules ρ_s (t/m^3)	1,4 à 2	2 à 2,6	2,4 à 2,7	2,6 à 2,7

1.4 STABILITE ET PROBLEMES RENCONTRES LORS DE LA REALISATION DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES

L'évaluation de la stabilité est le premier problème que pose un projet de construction de remblais sur sols compressibles. Il convient, alors, de l'aborder avec attention en se référant aux essais et aux méthodes de calculs les mieux adaptés, et aussi de prévoir une marge de sécurité suffisante et des contrôles sur chantiers.

En effet, les conséquences d'une rupture imprévue sont souvent très lourdes pour le chantier : le comportement de ces sols devient imprévisible ; les délais de cicatrisation sont souvent plus importants, les mouvements horizontaux, source d'efforts parasites aux voisinages d'ouvrages, sont accrus.

Les bases de ce genre d'étude sont connues depuis longtemps : depuis les années 1950 , l'essai scissométrique s'est imposé rapidement comme l'outil le mieux adapté à la mesure de la cohésion

non drainée des sols, tandis que le calcul en rupture circulaire remonte aux début de ce siècle, avec Fellenius, et a été amélioré depuis par Bishop. (LCPC, 1981).

Garantir la stabilité de ces remblais construits sur cette nature de sol est donc primordiale, pour cela le concepteur devrait être en mesure de maîtriser les différents problèmes liés à la construction, on cite : les problèmes d'instabilité, les problèmes de tassement, les mouvements horizontaux et les effets sur les ouvrages avoisinants et enfin la perturbation des écoulements.

1.4.1 Problème de stabilité

La question la plus importante que l'on peut se poser lorsqu'on envisage de réaliser un remblai sur un sol compressible, c'est de savoir si ce sol pourra supporter le poids du remblai sans qu'il se rompe.

Il est essentiel alors avant d'effectuer des calculs complexes qu'ils soient numériques ou analytiques, d'exécuter des essais et de faire une bonne campagne de reconnaissance in situ dans le site et aux alentours.

Une deuxième question qui se pose : Comment se présente une rupture de remblai ? Si l'on peut observer ce qui se passe à la surface du sol ou à la surface du remblai, on est souvent réduit à des hypothèses sur les phénomènes réels à l'intérieur du sol. Même en effectuant des sondages après la rupture et en retirant des échantillons, il est bien difficile de différencier les zones de sol remanié des zones de sol en place. Cependant, il est noté, en général, que :

- La rupture s'étend sur une certaine longueur.
- La rupture est essentiellement un phénomène de rupture de talus.
- Il se produit un décrochement qui peut atteindre une fraction notable de la hauteur du remblai. La surface de rupture sur le remblai lui-même est au départ un plan vertical. (LCPC, 1964).

En construisant les remblais sur sols compressibles, on est amené à voir deux formes d'instabilité :

1.4.1.1 Des instabilités par Poinçonnement

Les sols compressibles sont en général peu résistants, lorsqu'ils sont rencontrés en surface, on distingue que le remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre (figure 1.1). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles depuis la surface (il s'agit de vases, tourbières, etc.).

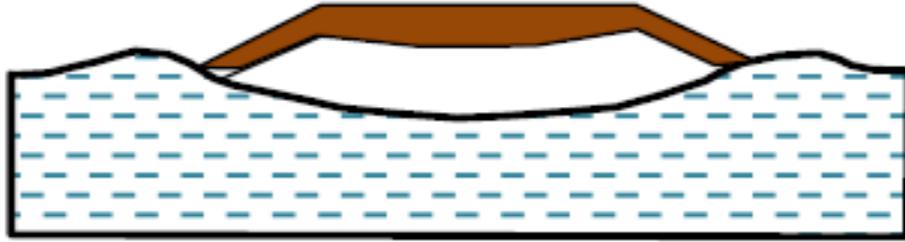


Figure 1.1 Phénomène de poinçonnement

1.4.1.2 Des instabilités par Rotation

Des instabilités par rotation (figure 1.2) d'une partie du remblai et des sols compressibles sur une surface de rupture de forme cylindrique, avec formation d'un escarpement dans le remblai et d'un bourrelet de pied.

La plupart des ruptures sont rotationnelles et les instabilités se produisent généralement à court terme pendant les travaux de remblaiement. (Magnan et al. 2000).

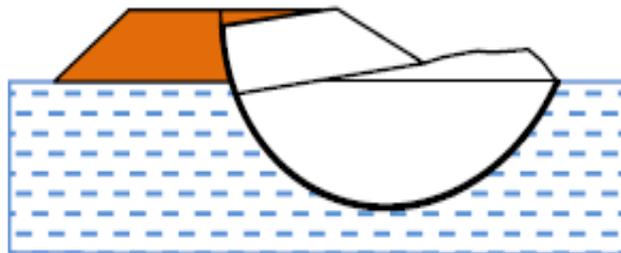


Figure 1.2 Rupture rotationnelle

La construction par étapes, pour augmenter la résistance du sol sous le remblai déjà construit, et la mise en place de banquettes latérales pour s'opposer au poinçonnement ou à la rupture rotationnelle sont deux des méthodes les plus courantes pour améliorer la stabilité d'un remblai sur sols compressibles (on verra ces méthodes en détail plus loin).

1.4.2 Problème de Tassements

On observe, pour le sol supportant le remblai, deux types de déplacement dont l'amplitude dépend des caractéristiques de ce sol et de la géométrie du remblai :

- Des déplacements verticaux (tassements) (figure 1.3) limités pratiquement à l'emprise du remblai, et variant avec la distance à l'axe.
- Des déplacements horizontaux, dépendant de la profondeur et essentiellement localisés dans la zone du talus.

Les dimensionnements des remblais sur sols compressibles permettent de limiter les charges supportées par le sol à des valeurs pour lesquelles ses déformations (tassements et mouvements

horizontaux) sont finies, même si elles sont importantes et peuvent durer pendant de très longues périodes. Le procédé de « pré chargement » ou de surconsolidation du sol (application pendant les travaux de construction d'une charge supérieure au poids final du remblai et de ce qu'il porte) est l'une des techniques permettant de contrôler ce processus.

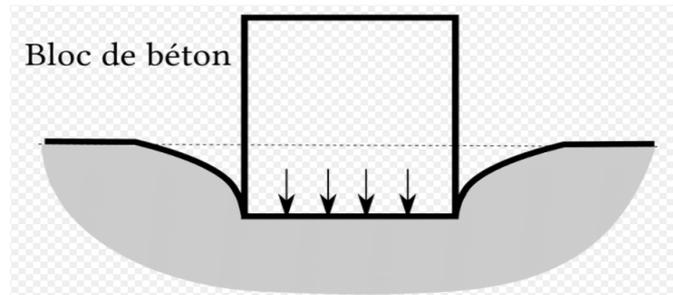


Figure 1.3 Exemple de tassement de remblai

Il a été remarqué que pour les tassements mesurés sur les remblais sur sols compressibles, qu'ils étaient presque toujours supérieurs aux tassements prévus par le calcul à l'essai œdométrique.

La différence est plus ou moins importante : elle dépend de la géométrie du remblai et de la charge qu'il applique sur le sol, ainsi que des caractéristiques de la couche compressible. Elle peut atteindre 50 à 70% du tassement calculé, dans certains cas extrêmes. La connaissance de la déformée libre du sol en pied du remblai devrait permettre, dans une certaine mesure, de corriger les prévisions optimistes de la méthode œdométrique.

1.4.3 Mouvements horizontaux

Les nombreuses observations faites depuis des années sur le comportement des remblais sur sols compressibles ont montré l'importance des déplacements horizontaux au pied des talus et l'influence de ce phénomène sur la prévision des tassements (déplacements verticaux) et sur les structures avoisinantes tel que les pieux, ils peuvent être plus importants pendant la construction du remblai, On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol (Figure 1.4).

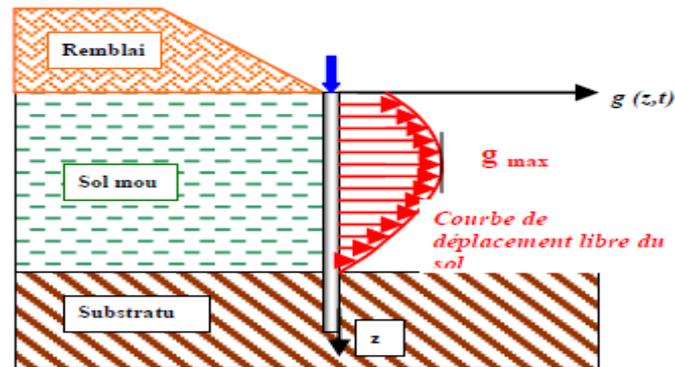


Figure 1.4 Mouvement horizontal

1.4.4 Mouvements induit sur les ouvrages avoisinants

Comme il a été précisé plus haut, les déformations du sol sous le poids d'un remblai s'étendent au-delà des limites de la zone chargée en surface.

La construction des remblais peut alors engendrer des efforts supplémentaires aux ouvrages avoisinants tels que les voies ferrées, les voies dont le remblai constitue un élargissement, fondations superficielles de bâtiment ou d'ouvrage d'art, pieux, etc.

Les tassements en surface peuvent s'étendre sur une certaine distance au-delà du pied du talus, ce qui causera des fissures dans les ouvrages superficiels qui se trouvent dans la zone d'influence du remblai.

Ces efforts peuvent être limités ou supprimés si le remblai est construit suffisamment à l'avance (Magnan et al., 2000).

De ce fait, nous pouvons dire que la réalisation d'un remblai sur sol compressible demande de la rigueur et de la bonne maîtrise à proximité d'un ouvrage pour garantir sa stabilité.

1.4.5 Ecoulement des eaux

En plus de ces problèmes, ce type de construction perturbe dans certain cas le régime hydraulique des nappes souterraines surtout en période de crues, ces derniers peuvent affaiblir les pieds du remblai ce qui nécessite leurs protections.

En parallèle, la déformation des sols compressibles sous le poids du remblai réduit la perméabilité de ces sols, ce qui peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe.

1.5 MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT ET D'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES REMBLAIS

Avant de dimensionner ce type d'ouvrage, certaines informations liées au projet devraient être précisées, il s'agit de :

1. L'activité de l'ouvrage (remblai routier courant, remblai d'accès à un ouvrage, digue de retenue d'eau, etc.),
2. Les propriétés géométriques (hauteur minimum et largeur en crête, emprise disponible),
3. La méthode et le calendrier de sa construction (en une seule ou en plusieurs étapes, utilisation ou non de drains, etc.).

Ce type d'informations permet de prédire le mode de rupture probable et de choisir la méthode de dimensionnement adéquate pour évaluer la stabilité du remblai, l'amplitude et la vitesse des tassements et des déplacements horizontaux et éviter la répercussion sur les ouvrages avoisinants.

Il a été décelé que la majorité des dépôts argileux présentent en surface une croûte d'argile altérée et fissurée, qui joue un rôle prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Ainsi, nous pouvons dire que (Khemissa, 1999) :

- Dans le cas où la croûte superficielle serait inexistante, le remblai se comporte comme une poutre en flexion et la rupture se produit par poinçonnement du sol de fondation (figure 1.5a).
- Lorsque la croûte est mince, la rupture du remblai se produit par glissement avec apparition d'une fissure verticale dans le corps de celui-ci en raison des déplacements horizontaux provoqués par le chargement du sol de fondation (figure 1.5b).
- Si, au contraire, cette croûte est épaisse, elle pourra limiter les déplacements horizontaux et empêcher la fissuration préalable du remblai. Dans ce cas, la rupture se produit par glissement sans fissuration (figure 1.5c).

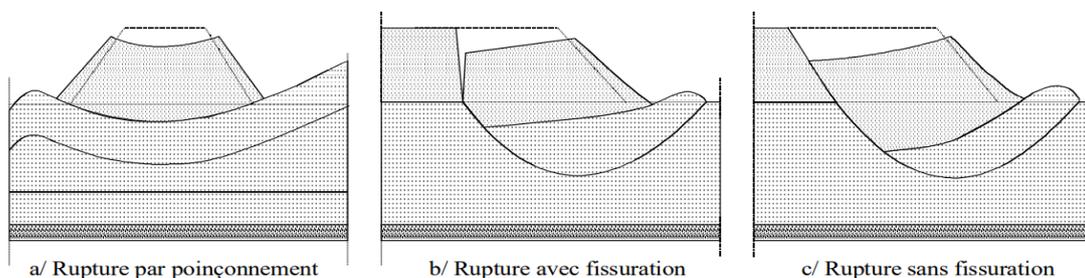


Figure 1.5 Modes de rupture de remblai sur sols compressibles (Khemissa, 1999)

1.5.1 Calculs de stabilité

Le calcul de stabilité d'un remblai de géométrie donnée dépend du mode de sa rupture. Ainsi :

Pour la stabilité au poinçonnement : le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. L'abaque de Matar et Salençon (1979) permet d'évaluer la pression limite sur un sol dont la résistance croît linéairement avec la profondeur et, par conséquent, le coefficient de sécurité correspondant ;

Pour la stabilité au glissement : l'analyse se fait habituellement au moyen de méthodes de calcul à la rupture qui donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du massif de fondation par rapport à l'équilibre limite. Le coefficient de sécurité est déterminé à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet (abaques de Pilot et Moreau, 1973) ou à l'aide de calcul numérique pour les configurations complexes.

Khemissa (1999) présente la figure (1.6) qui contient les résultats de calculs effectués sur le remblai 1 de Guiche (vallée de l'Adour) à l'aide du logiciel CARTAGE-LCPC, développé pour l'étude de la stabilité des ouvrages renforcés par géotextiles.

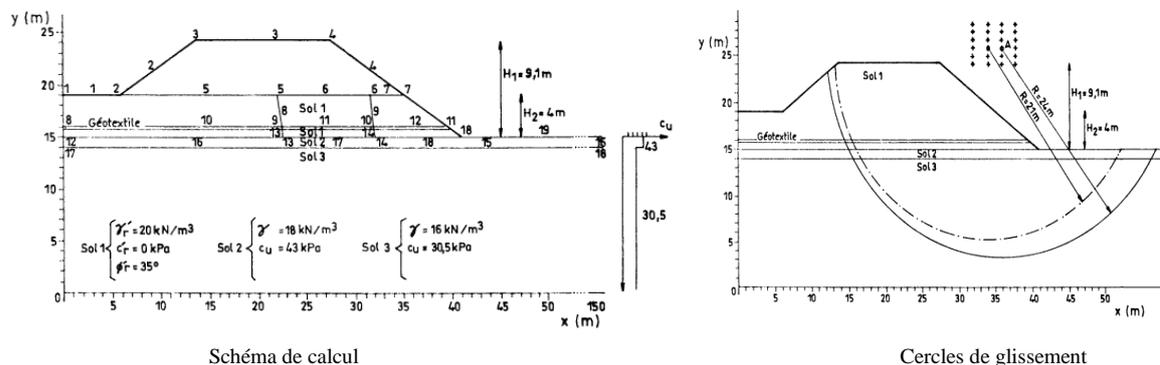


Figure 1.6. Résultats de calculs effectués sur le remblai 1 de Guiche (vallée de l'Adour) à l'aide du logiciel CAR-TAGE-LCPC (Khemissa, 1999)

1.5.2 Calculs de déformations

Les déformations d'un remblai et les tassements différés que peut subir le sol de fondation jouent un rôle déterminant pour les méthodes de construction et les coûts. Dans certaines conditions, ces déformations peuvent conduire à la rupture du remblai. Il est donc essentiel de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié.

Les calculs peuvent être effectués, soit par la méthode œdométrique classique, soit à l'aide d'abaques, soit à l'aide de logiciels numériques, soit encore par extrapolation des mesures faites sur un remblai d'essai ou sur un autre ouvrage avoisinant. La figure (1.7) donne les résultats de

calculs effectués sur le remblai B de Cubzac-les-Ponts (vallée de la Dordogne) à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC.

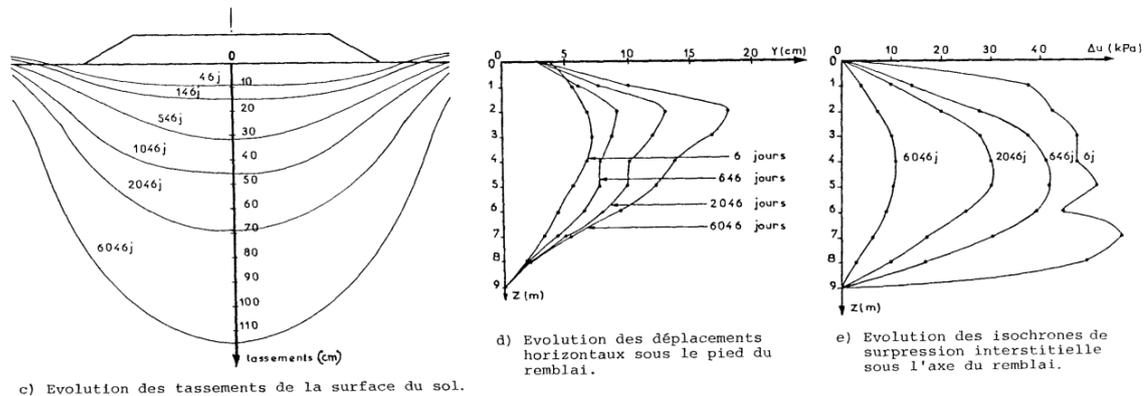


Figure 1.7. Résultats de calculs effectués sur le remblai B de Cubzac-les-Ponts (vallée de la Dordogne) à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC (Khemissa, 1999).

1.6 TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES

Les techniques de construction des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité et limiter les déformations engendrées, elles dépendent généralement des critères suivants : le délai pour l'achèvement des travaux, le budget nécessaires pour le projet, les contraintes d'environnement (protection des nappes phréatiques, etc.).

Les techniques classiquement utilisées pour la construction des remblais sur sols compressibles sont les suivantes :

1. Les dispositions constructives liées au remblai.
2. Les techniques qui interviennent dans le sol de fondation.

Le choix et la mise en œuvre de ces techniques nécessite un géotechnicien et l'accord du maître de l'œuvre avec le maître de l'ouvrage sur les coûts, les délais et les qualités, on va les citer en se concentrant sur les aspects techniques et économiques.

1.6.1 Dispositions constructives relatives au remblai

Il s'agit de :

1.6.1.1 Construction par étapes

Elle est souvent associée à des drains verticaux l'endurance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. Cette technique permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue, et elle est souvent

associée à des drains verticaux. Cette méthode est économique mais nécessite du temps et un contrôle précis des vitesses de consolidation (figure 1.8).

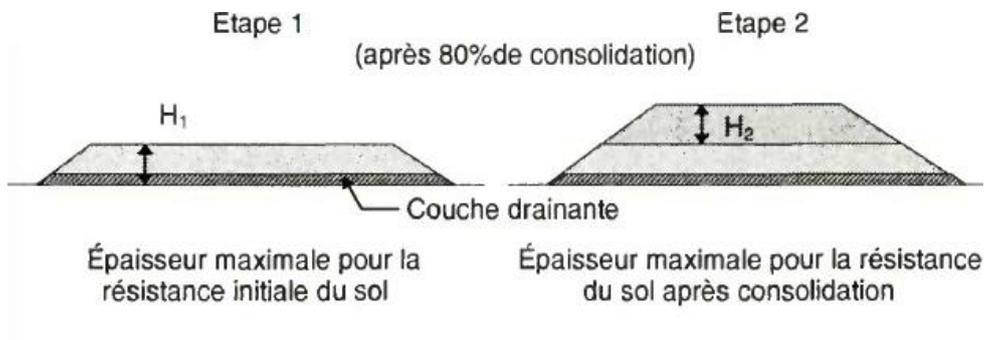


Figure 1.8 Exemple pour la construction du remblai par étapes

1.6.1.2 Banquettes latérales

Elle améliore la stabilité du remblai en élargissant par des banquettes de hauteurs faibles et elle améliore aussi la stabilité au poinçonnement, elle n'a pas d'effets directs sur les tassements et nécessite un volume de remblai en plus (figure 1.9).

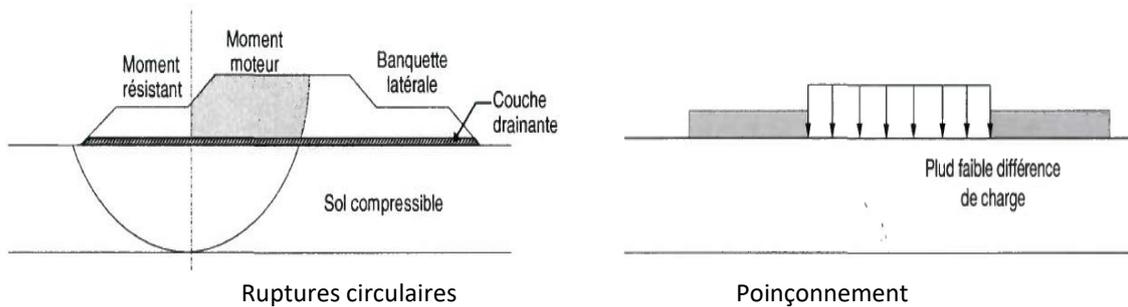


Figure 1.9 Banquettes latérales

1.6.1.3 Surcharge temporaire

La surcharge temporaire permet de diminuer le tassement subséquent à la mise en service du remblai, mais à l'atteinte de sa stabilité pendant la construction. Cette technique emploie des matériaux de coûts variables mais sa durée est comprise entre quelques mois et un an (figure 1.10).

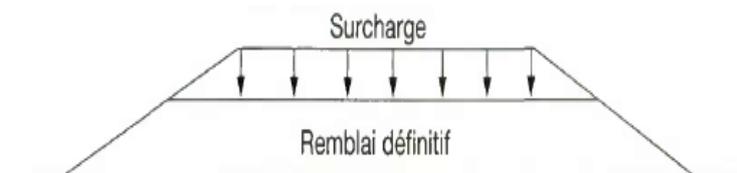


Figure 1.10 Surcharge temporaire

1.6.1.4 Remblais allégés

La réduction du poids du remblai permet de diminuer les tassements et d'améliorer la stabilité, beaucoup de matériaux légers utilisés en remblai sont très variés on peut citer : les pneus usagés, le béton cellulaire léger, le bois, les schistes ou l'argile expansée.

Le choix des matériaux est lié à l'allègement souhaité, qui dépend de l'analyse géotechnique du site. La mise en œuvre de cette technique peut-être très rapide mais certains procédés sont coûteux.

1.6.1.5 Renforcement par géotextiles

La méthode se base sur l'emploi de plusieurs nappes ou couches de géotextiles qui servent de rendre plus uniformes les tassements du sol sous le remblai à la base du remblai pour augmenter sa résistance et sa stabilité. Cette technique améliore la résistance à la rupture circulaire, mais pas au poinçonnement (figure 1.11).

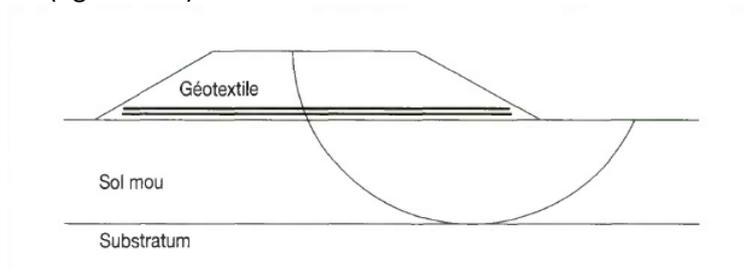


Figure 1.11 Renforcement par géotextiles

1.6.2 Modifications du sol supportant le remblai

Pour cela, plusieurs techniques existent, on ne définira que quelques-unes, il s'agit de :

1. Substitution du mauvais sol
2. Drains verticaux
3. Consolidation atmosphérique
4. Colonnes ballastées
5. Plots ballastés pilonnés
6. Injection solide
7. Colonnes de mortier sol-ciment, réalisées par jet (technique souvent appelée « jet-Grouting »)
8. Colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment
9. Remblai sur inclusions rigides
10. Electro-osmose

1.6.2.1 Substitution du mauvais sol

La substitution consiste simplement à extraire le mauvais sol et à le remplacer par de bons matériaux d'apport compactés. Elle est plus difficile à mettre en œuvre sous l'eau. Cette technique est efficace mais coûteuse (figure 1.12).

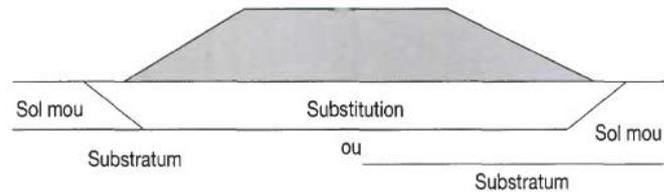


Figure 1.12 Substitution du mauvais sol

1.6.2.2 Drains verticaux

Elle est utilisée pour accélérer les tassements de consolidation des sols fins saturés de faible perméabilité, la mise en place de ces colonnes verticales drainantes dans un massif de forte épaisseur permet de raccourcir fortement cette distance de drainage et de contrôler ainsi les vitesses de consolidation. Les drains doivent être mis en place par une entreprise spécialisée (figure 1.13).

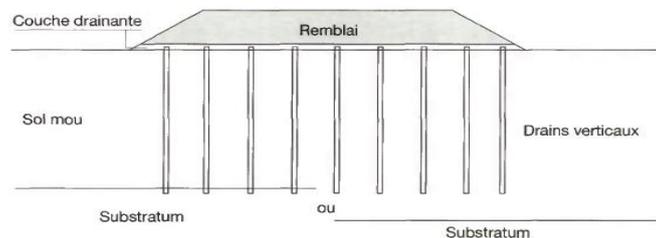


Figure 1.13 Drains verticaux

1.6.2.3 Consolidation atmosphérique

Un vide partiel est appliqué par pompage sous une membrane posée à la surface du sol. Les pompes sont connectées à un réseau de drainage horizontal et à un réseau de drains verticaux. La réduction progressive de la pression interstitielle à contrainte totale constante augmente les contraintes effectives dans le sol. Cette technique peut être combinée à un chargement par remblai et adaptable aux propriétés des sols sur le site (figure 1.14).

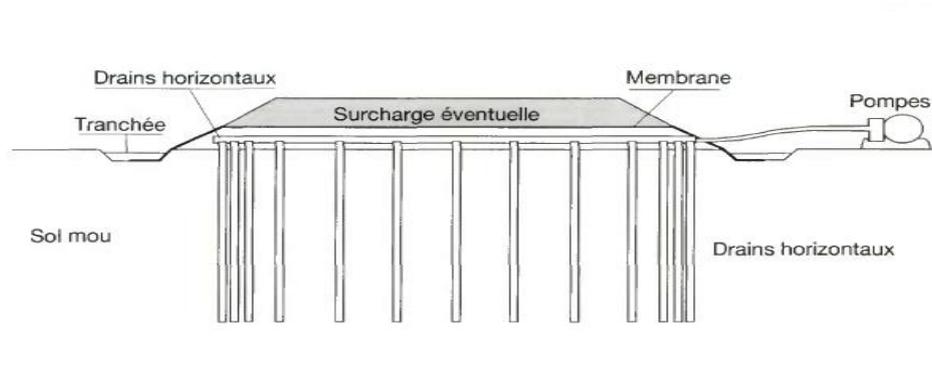


Figure 1.14 Consolidation atmosphérique

1.6.2.4 Colonnes ballastées

Ces colonnes n'agissent comme points de renforcement du sol mou. Elles améliorent la stabilité et diminuent les tassements en reportant une partie de la charge sur le substratum. Elles servent aussi de drains verticaux, cette technique est assez couteuse et la profondeur de traitement limitée à 15 mètres environ (figure1.15).

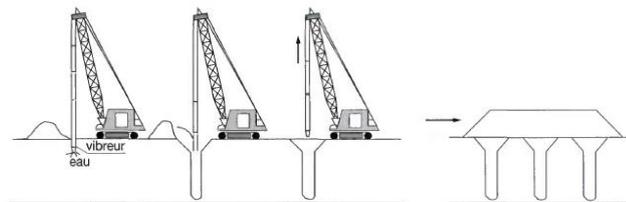


Figure 1.15 Colonnes ballastées

1.6.2.5 Remblais sur inclusions rigides

Les charges du remblai sont transférées au niveau du sous-plancher rigide par des pieux discontinus surmontés chacun d'une dalle destinée à reporter sur le pieu le poids d'une partie du remblai. Cette technique permet ainsi d'améliorer la stabilité et de réduire les tassements. Ce procédé reste facile à mettre en œuvre et efficace mais il est onéreux (figure1.16).

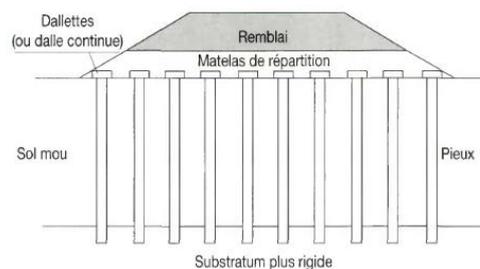


Figure 1.16 Remblai sur inclusions rigides

Le choix d'une technique de construction s'effectue par comparaison des coûts des solutions qui satisferont une série de critères tels que :

- La disponibilité des matériaux et des matériels ;
- Les impacts sur l'environnement ;
- Les délais de réalisation imposés ;
- Les exigences de service de l'ouvrage ;
- Les contraintes générales communes aux chantiers de travaux publics ;

En conséquence, le choix d'une technique de mise en œuvre dépend fortement du type d'ouvrage à réaliser.

Tableau 1.2 Résumé général sur les remblais réalisés sur sol compressible

Cas d'étude	Problèmes rencontrés	Traitement de problème (solution)	
		Modifications du sol supportant le remblai	Dispositions constructives relatives au remblai
Remblais sur sols compressible	Stabilité du remblai	Substitution du mauvais sol	Construction par étapes
	Déformations du sol	Drains verticaux	Banquettes latérales
	Efforts induits sur les ouvrages avoisinants	Consolidation atmosphérique	Surcharge temporaire
	Perturbation de l'écoulement des eaux.	Colonnes ballastées	Remblais allégés
		Plots ballastés pilonnés	Renforcement par géotextiles
		Injection solide	
		Colonnes de mortier sol-ciment, réalisées par jet	
		Colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment	
	Remblai sur inclusions rigides		

1.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons exposé des généralités sur les sols compressibles, leur comportement et leur stabilité ainsi que les différents problèmes rencontrés lors de la construction sur ces natures de sols, avec une présentation de quelques méthodes de dimensionnement et des techniques de construction des remblais sur ces sols de mauvaises qualités.

Le chapitre suivant sera dédié à la présentation d'une synthèse du rapport géotechnique de la station d'épuration de Ain Salah qui fera l'objet d'une étude détaillée dans le chapitre 3.

CHAPITRE 02

Synthèse et analyse critique du rapport géotechnique

2.1 INTRODUCTION

Le rapport géotechnique englobe des informations qui servent à mieux décrire la nature et les propriétés du sol qui va recevoir l'ouvrage projeté. Des vérifications doivent être appliquées afin d'avoir la possibilité de confirmer ce qui a été fourni comme données.

Tandis que le premier chapitre exposait des notions liées aux sols compressibles, ce 2^{ème} chapitre repose principalement sur une critique d'un rapport géotechnique fourni sur la station d'épuration se trouvant à Ain Saleh en Algérie.

2.2 SYNTHÈSE DU RAPPORT GEOTECHNIQUE

L'étude de sol de la station d'épuration de la ville de Ain Salah a été faite en suivant les étapes ci-dessous :

- Une visite du site par les ingénieurs et implantation de dix (10) sondages carottés à une profondeur de 6,00 m
- Des prélèvements d'échantillons pour une classification des sols.
- Une réalisation des essais en laboratoire
- Une rédaction du rapport géotechnique

La mission du laboratoire géotechnique dans cette étude consiste à :

- La détermination de la nature et l'épaisseur des matériaux présents.
- L'évaluation de leurs caractéristiques géotechniques.
- Les préconisations techniques en termes de fondations.

2.2.1 Contexte géologique

2.2.1.1 Séismicité de la région

Selon la carte de zonage sismique de l'Algérie établit par le Centre de Génie Parasismique CGS en 2003, la région de Ain Salah y compris notre site d'étude fait partie de la zone « 0 », d'une Sismicité négligeable.

2.2.1.2 Hydrogéologie du site

A- Eaux de surface

De sa situation entourée par les eaux des rejets, le site du projet est concerné par un aléa inondation faible par débordement de ces dernières.

B- Eaux souterraines

L'apparition d'une nappe d'eau a été détectée dans le site lors de l'opération de sondage, elle s'alimente irrégulièrement des eaux des rejets ou par la remontée des eaux phréatiques due à la mauvaise gestion de l'irrigation.

La nappe phréatique se trouve de 80 à 100m de profondeur selon les indigènes propriétaires des terres agricoles dans cette zone.

2.2.1.3 Géologie du site

La géologie du site a été mise en évidence par l'excavation de dix (10) Sondages carottés présentés sur le tableau (2.1) :

Tableau 2.1 Nature des couches suivant les différents sondages

Sondages	Profondeur	Nature du sol
S1	0,00 - 0,50m 0,50 - 6,00m	Sable limoneux de couleur brunâtre Argile de couleur violacée
S2	0,00 – 0,40m 0,40 – 6,00m	Sable limoneux de couleur brunâtre Argile de couleur rougeâtre, violacée en profondeur
S3	0,00 – 2,70m 2,70 – 6,00m	Sable limoneux de couleur rougeâtre Argile de couleur rougeâtre à passées de sable, violacée en profondeur
S4	0,00 – 0,80m 0,80 – 6,00m	Sable limoneux de couleur brunâtre Argile de couleur rougeâtre ou violacée à films de sable
S5	0,00 – 3,00m 3,00 – 4,50m 4,50 – 6,00m	Sable limoneux, brunâtre à passées d'argile Argile de couleur rougeâtre Argile violacée liée à des sables
S6	0,00 – 0,80m 0,80 – 4,50m 4,50 – 6,00m	Sable limoneux, de couleur brunâtre Argile peu sableuse rougeâtre à passage de sable Sable limoneux, de couleur violacée
S7	0,00 – 0,70m 0,70 – 6,00m	Sable limoneux, de couleur brunâtre Argile parfois sableuse de couleur brunâtre et violacée en profondeur
S8	0,00 – 1,60m 1,60 – 6,00m	Sable limoneux, de couleur brunâtre Argile de couleur rougeâtre et violacée en profondeur
S9	0,00 – 2,80m 2,80 – 3,10m 3,10 – 6,00m	Sable limoneux, de couleur brunâtre Argile de couleur rougeâtre Sable à passage de grès et d'argile de 4.90 à 5.00m
S10	0,00 – 0,50m 0,50 – 2,20m 2,20 – 6,00m	Sable limoneux, de couleur brunâtre Argile de couleur rougeâtre Sable limoneux à passage de grès

L'opération de sondage nous a permis de déduire une succession d'un sable et d'argile, où les sables sont limoneux peu graveleux, alors que les argiles contiennent parfois un remplissage sableux sous forme de films.

2.2.2 Caractéristiques géotechniques du sol

Afin de mettre en évidence les propriétés géotechniques du sol de fondation, les essais de laboratoire sont divisés en unités géotechniques.

2.2.2.1 Couche de sable limoneux

A- Essais d'identifications

1) Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique effectuée sur des échantillons prélevés des sables (tableau 2.2) a donné la répartition granulaire suivante :

Tableau 2.2 Analyse granulométrique des sondages S7, S3, S10

Sondages avec Profondeur (m)	Graviers (%)	Gros Sable (%)	Sable fin (%)	Limon (%)	Argiles (%)
S7 (0,00-0,70)	18	66	01	15	----
S3 (1,00-2,70)	02	18	20	50	10
S10 (2,20-5,00)	02	44	16	34	04

2) Limite d'Atterberg

Les mesures des limites d'Atterberg (tableau 2.3) sont résumées ci-dessous :

Tableau 2.3 limites d'Atterberg des sondages S7, S3, S10

Sondages avec Profondeur (m)	W_L (%)	W_p (%)	IP (%)	Nature des sols
S7 (0,00-0,70)	29,43	21,54	7,89	Limon peu plastique
S3 (1,00-2,70)	41,14	21,28	19,86	Argile peu plastique
S10 (2,20-5,00)	40,56	23,58	16,98	Argile peu plastique

B- Essais mécaniques

Cisaillement rectiligne

L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé (UU) a pour but de déterminer les propriétés intrinsèques du sol exprimées par son angle de frottement (ϕ_u) et sa cohésion (C_u). On a pris deux échantillons présentés sur le tableau (2.4) :

Tableau 2.4 Résultats du cisaillement rectiligne des sondages S7, S9

Sondages avec Profondeur (m)	Angle de frottement : ϕ_u (°)	Cohésion : C_u (kPa)
S7 (0,00-0,70)	20,5	70
S9 (2,00-2,25)	19,2	10

Les résultats obtenus montrent que le sol travaille au frottement et en cohésion.

2.2.2.2 Couche d'Argile

A- Essais d'identifications

1) Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique effectuée sur des échantillons prélevés de faciès argileux a donné la répartition granulaire suivante (tableau 2.5) :

Tableau 2.5 Analyse granulométrique des sondages S7, S4, S9

Sondages et Profondeur (m)	Graviers (%)	Gros Sable (%)	Sable fin (%)	Limon (%)	Argile (%)
S7 (1,00-4,00)	00	02	22	58	18
S4 (2,00-5,00)	00	17	15	50	18
S9 (2,80-3,10)	00	20	24	43	13

2) Limites d'Atterberg

Les mesures des limites d'Atterberg sont résumées sur le tableau 2.6 :

Tableau 2.6 Limites d'Atterberg des sondages S7, S4, S9

Sondages et Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	IP (%)	Nature du sol
S7 (1,00-4,00)	52,63	22,41	30,22	Argile très plastique
S4 (2,00-5,00)	57,09	25,65	31,44	Argile très plastique
S9 (2,80-3,10)	52,40	22,26	30,14	Argile très plastique

B- Essais mécaniques

1) Cisaillement rectiligne

L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé (UU) a pour but de déterminer les propriétés intrinsèques du sol exprimées par son angle de frottement (ϕ_u) et sa cohésion (C_u). On a pris trois échantillons présentés sur le tableau 2.7 :

Tableau 2.7 Résultats du cisaillement rectiligne des sondages S7, S4

Sondages et Profondeur (m)	Angle de frottement : ϕ_u (°)	Cohésion : C_u (kPa)
S7 (1,30-1,50)	32,1	64
S4 (2,75-3,00)	16	129

2) Essai de compressibilité

Cet essai permet d'évaluer l'amplitude des tassements du sol étudié ainsi que leur évolution dans le temps (tableau 2.8) :

Tableau 2.8 Résultats de l'essai de compressibilité des sondages S4, S9

Sondages et Profondeur (m)	Pression de Consolidation : P_c (kPa)	Coefficient de Compressibilité : C_c (%)	Coefficient de Gonflement : C_g (%)
S4 (1,20-1,50)	0,03	0,16	0,09
S9 (2,00-2,25)	0,03	0,16	0,07

2.2.3 Réemploi des matériaux en remblai

Deux échantillons ont été prélevés dans les couches de sable et d'argile pour des tests en laboratoire afin d'évaluer leur utilisation potentielle comme remblai (tableau 2.9) :

Tableau 2.9 Résultats des essais : limites d'Atterberg et Proctor modifié

Limite d'Atterberg			Proctor modifié	
W_L	W_P	IP	Y_d	W_{opt}
(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(%)
33,23	23,69	9,54	20,4	8,2
95,77	33,33	62,44	19,2	12,6

2.3 ANALYSE CRITIQUE DU RAPPORT GEOTECHNIQUE

2.3.1 Description lithologique

Pour le sondage S3 dans sa partie supérieure (1,0m-2,7m) (figure 2.1), le rapport géotechnique indique sur la coupe du sondage qu'il s'agit d'un sable limoneux. Si on se réfère au tableau (2.3) qui présente les mesures des limites d'Atterberg on trouve pour cette couche une limite de liquidité de 41%. Il s'agit là d'une contradiction évidente.

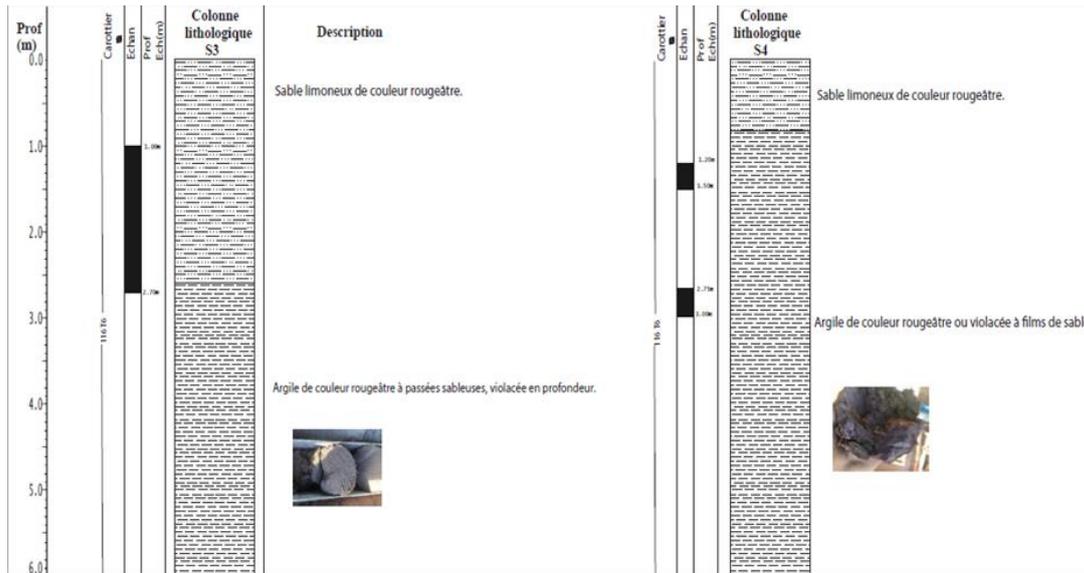


Figure 2.1 coupe de sondages S3 et S4

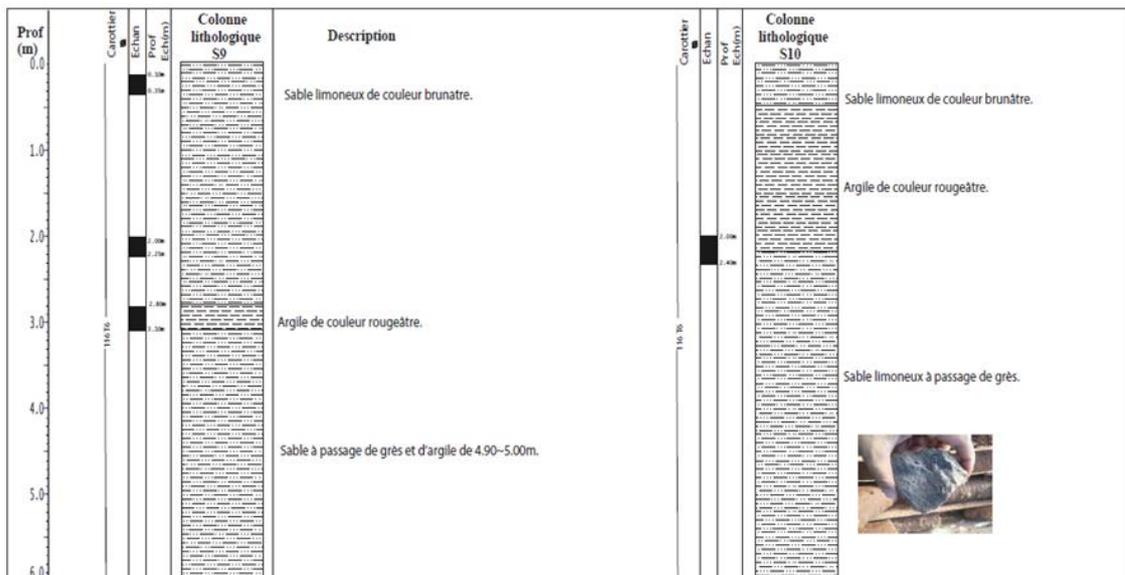
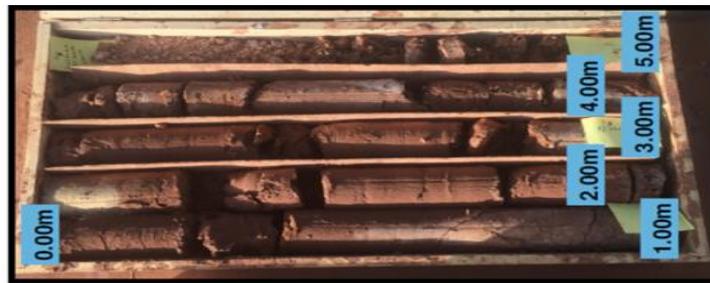


Figure 2.2 Coupe de sondages S9 et S10

Quand on examine les photos des carottes correspondantes (figure 2.3) on voit bien qu'il s'agit d'un sol plutôt argileux et non pas d'un sable limoneux comme cela est inscrit sur la coupe du sondage S3. Il s'agit probablement d'une erreur de la part de celui qui a réceptionné les carottes au moment de la réalisation du sondage.

Pour le sondage S9 on retrouve de l'argile a un intervalle de profondeur entre 2,80m et 3,10m selon le tableau (2.1), le tableau (2.6) indique une limite de liquidité de 52%, ces résultats ne sont pas identiques avec les données et les figures (2.2) et (2.3).

Le sondage S10 montre qu'il s'agit d'un sable limoneux (2,20m à 6m) tableau (2.1), sa limite de liquidité est de 41% (tableau 2.3). Ces résultats sont incohérents avec les données et la figure (2.3)



S3-1



S3-2



S9-1



S9-2



S10-1



S10-2

Figure 2.3 Carottes de sondages S3, S9, S10

2.3.2 Analyse des profils géologiques

Le tableau (2.3) montre que l'échantillon S3 est une argile peu plastique et en comparaison ces données avec le diagramme de GASAGRANDE, les résultats trouvés sont juste.

L'échantillon S4 est une argile très plastique (tableau 2.6) et la comparaison qui est faite avec le diagramme de GASAGRANDE justifie cette information.

Le tableau (2.6) indique que l'échantillon S9 est une argile très plastique, les résultats sont justes d'après la comparaison du diagramme de CASAGRANDE.

L'échantillon S10 est une argile peu plastique (tableau 2.3), la justification de ce résultat a été approuvée avec le diagramme de GASAGRANDE.

Par ailleurs, on ne comprend pas pourquoi les sondages ont été arrêtés à une profondeur de 6m, l'influence des ouvrages projetés dépasse la profondeur de 6m et à ce titre il était souhaitable que les sondages soient poussés plus en profondeur (au moins jusqu'à 20 m).

2.3.3 Analyse des courbes œdométriques

- Pour le sondage S9 (2,00 à 2,25m) :

On essaye d'analyser l'interprétation de l'essai œdométrique en se basant sur la corrélation de Biarez (1975).

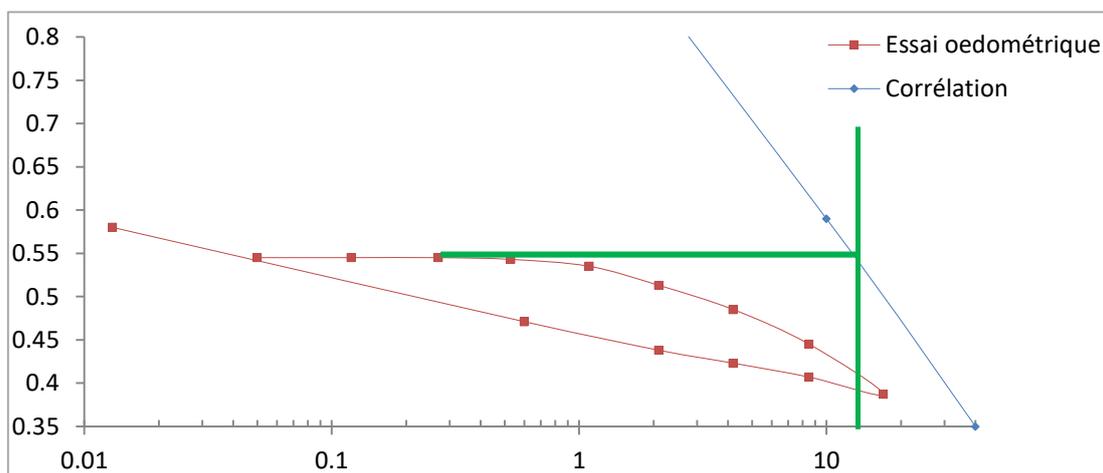
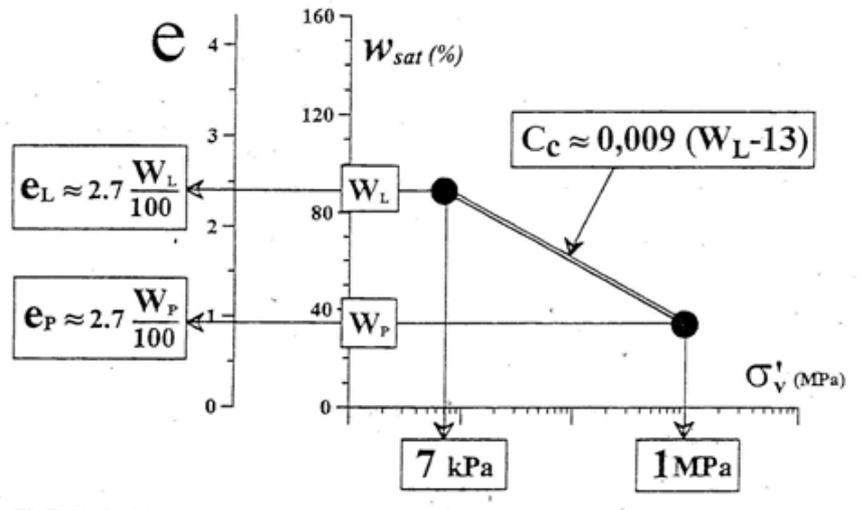


Figure 2.4 Essai œdométrique du sondage S9 comparé à la corrélation de Biarez

Présentation de la corrélation de Biarez : calcul pour $W_L=52$ (donnée du rapport géotechnique).



Corrélation de base: position de la pente C_c dans le plan $\log \sigma'_v, e$

Figure 2.5 Courbe de corrélation de Biarez (1995)

Avec :

C_c : Coefficient de compressibilité ; W_L : Limite de liquidité ; e_L : Indice de liquidité ; e_p : Indice de plasticité.

$$C_c = 0,009 * (W_L - 13) = 0,009 * (52 - 13) = 0,35$$

$$e_L = W_L * G_s = 0,52 * 2,7 = 1,4 \text{ correspond à une contrainte effective verticale de 7 kPa.}$$

$$e_p = W_p * G_s = 0,22 * 2,7 = 0,59 \text{ correspond à une contrainte effective verticale de 1 MPa.}$$

La corrélation indique que l'indice de gonflement C_s est de l'ordre de $C_c/4$, ce qui donne dans ce cas $C_s = 0,35/4 = 0,087$.

- Commentaires de la courbe œdométrique :

Pour le sondage S9 on remarque que l'indice de compression $C_c = 0,15$ obtenu à partir de l'essai œdométrique est largement inférieur à celui donné par la corrélation $C_c = 0,35$. Donc le matériau testé n'est pas encore arrivé au domaine normalement consolidé. La contrainte maximale appliquée lors de l'essai œdométrique est donc insuffisante et il fallait continuer le chargement à un niveau de contrainte plus élevé qui permet d'atteindre le domaine normalement consolidé.

La valeur de l'indice de compression donnée dans le rapport géotechnique ($C_c = 0,15$) est largement sous-estimée par rapport à la vraie valeur qui ne doit pas être loin de 0,35. De même l'indice de compression a été sous-estimé. Le rapport géotechnique a donné la valeur $C_s = 0,0562$ alors que la vraie valeur doit être un peu plus élevée, plutôt de l'ordre de 0,087.

La contrainte de pré consolidation σ_c du rapport géotechnique est estimée à 2,73 bars. La droite de corrélation montre que cette valeur est sous-estimée. En effet, on peut avoir une valeur par défaut de la contrainte de pré consolidation en traçant une droite horizontale à partir du point initial de la courbe oedométrique ($e_0 = 0,55$) et en déterminant le point d'intersection avec la droite de corrélation. Cette construction montre que la contrainte de pré consolidation est supérieure à 10 bars. L'argile en question est donc plus fortement surconsolidée que ne le montre le rapport géotechnique qui sous-estime largement la contrainte de pré consolidation.

Pour le sondage S6 (2,3 à 2,70m) :

Pour le sondage S6 on remarque que l'indice de compression $C_c = 0,19$ obtenu à partir de l'essai œdométrique est largement inférieur à celui donné par la corrélation $C_c = 0,35$. Donc le matériau testé n'est pas encore arrivé au domaine normalement consolidé. La contrainte maximale appliquée lors de l'essai œdométrique est donc insuffisante et il fallait continuer le chargement à un niveau de contrainte plus élevé qui permet d'atteindre le domaine normalement consolidé.

La valeur de l'indice de compression donnée dans le rapport géotechnique ($C_c = 0,19$) est largement sous-estimée par rapport à la vraie valeur qui ne doit pas être loin de 0,35.

La contrainte de préconsolidation σ_c du rapport géotechnique est estimée à 2,83 bars. La droite de corrélation montre que cette valeur est sous-estimée. En effet, on peut avoir une valeur par défaut de la contrainte de préconsolidation en traçant une droite horizontale à partir du point initial de la courbe oedométrique ($e_0 = 0,55$) et en déterminant le point d'intersection avec la droite de corrélation. Cette construction montre que la contrainte de préconsolidation est supérieure à 10 bars. L'argile en question est donc plus fortement surconsolidée que ne le montre le rapport

La figure (2.6) est réalisée depuis Excel grâce aux données du rapport géotechnique et au calcul qu'on a fait.

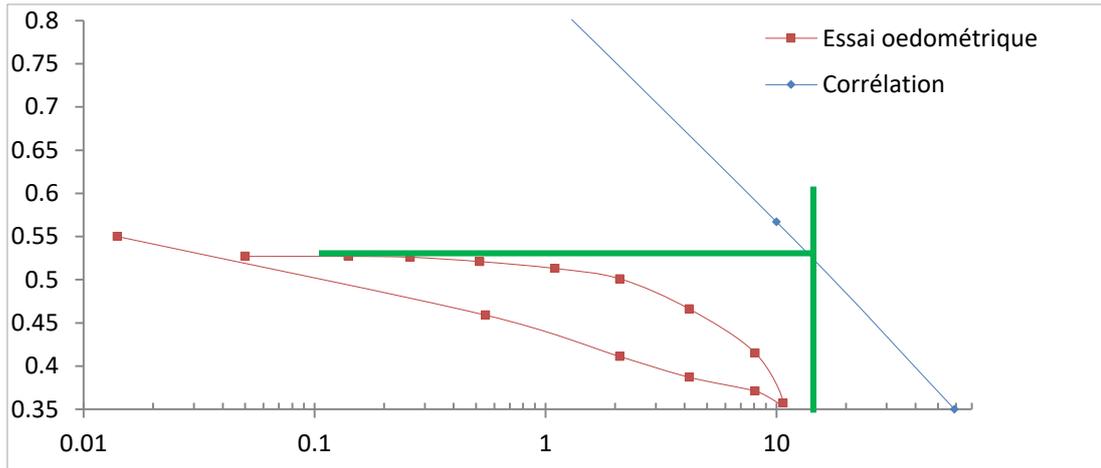


Figure 2.6 Essai œdométriques du sondage S6

Partie calcul :

$W_L=42,45$ donné du rapport géotechnique

$C_c=0,009*(W_L-13) =0,009*(42-13) =0,26$

$e_L=W_L*G_s=0,42*2,7=1,134$

$e_p=W_p*G_s=0,21*2,7=0,567$

- Commentaires de la courbe œdométrique

Pour le sondage S6 on remarque que la pente de la courbe œdométrique $C_c= 0,18$ est petite par rapport à la pente la corrélation $C_c=0,26$ alors le matériau utilisé n'est pas encore arrivé au domaine normalement consolidé donc il est sur consolidé, il faut donc le charger pour qu'il s'approche de la valeur de la pente $C_c=0,26$. Mais les deux valeurs celle du rapport et celle qu'on a calculé sont proche.

Ce qui fait le C_c du rapport géotechnique $C_c=0,158$ est sous-estimé car il est petit par rapport au C_c calculé $C_c=0,26$, le vrai C_c doit valoir à peu près 0,35.

La contrainte de pré consolidation σ_c du rapport géotechnique est estimé à 2,83 bars, on remarque qu'elle est petite, on a estimé la valeur de la contrainte de pré consolidation grâce au graphe qu'on a trouvé $\sigma_c= 12$ bars la vraie contrainte de pré consolidation est de l'ordre de 10 bars. La contrainte de pré consolidation du rapport est sou estimée.

2.3.4 Analyse des propriétés de compactage

Le tableau (2.10) montre les résultats suivants :

Tableau 2.10 Analyse des propriétés de compactage

Profondeur	W _L	Proctor modifié		Valeur estimée		Nature des matériaux
		Y _d	W _{opt}	Y _d (calculé)	W _{opt} (calculé)	
	(%)	(kN/m ³)	(%)	(kN/m ³)	(%)	
(0,00-1,00m)	33,23	20,4	8,2	18,11	13,74	Sable et grave très silteux
(1,00-2,00m)	95,77	19,2	12,6	15,72	23,27	Argiles et argiles marneuses très plastiques

Fleureau et al. (2002) ont établi des corrélations reliant la teneur en eau et la densité à l'OPM, paramètres difficilement mesurables, à la limite de liquidité du matériau qui est un paramètre facilement mesurable :

$$W_{opt} = 4,55 + 0,32 W_L - 0,0013 W_L^2 \dots\dots\dots 1$$

$$\gamma_{dmax} = 20,56 - 0,086 W_L + 0,00037 W_L^2 \dots\dots\dots 2$$

Avec $W_L=33,23$ pour le sable et $W_L=95,77$ pour l'argile

1..... $W_{opt}=13,74\%$ pour le sable ; $W_{opt}=23,27\%$ pour l'argile

2..... $\gamma_{dmax}=18,11 \text{ kN/m}^3$ pour le sable ; $\gamma_{dmax}= 15,72 \text{ kN/m}^3$ pour l'argile.

D'après le résultat obtenu à partir des formules de corrélations 1 et 2 ; on observe une très grande différence entre les valeurs de Y_d et W_{opt} citées dans le rapport géotechnique et celles qui sont estimées.

L'écart observé est très marqué notamment pour l'argile. Cela est dû probablement au fait que la valeur de la limite de liquidité donnée dans ce tableau ($W_L=95,77$) n'est pas fiable. En effet, dans la partie identification des matériaux argileux dans le rapport géotechnique, on n'a relevé aucune valeur aussi importante de la limite de liquidité. La valeur maximale notée était de l'ordre de 57.

2.3.5 Analyse de la courbe de cisaillement :

Les tableaux (2.4) et (2.7) qui présentent les résultats des essais de cisaillement UU montrent des valeurs de l'angle de frottement ϕ_u qui varient de 16° à 32° . Dans ce type d'essai, comme le sol est saturé et non consolidé on s'attend à un angle de frottement ϕ_u pratiquement nul. Les valeurs trouvées peuvent être expliquées par le fait que l'argile n'a pas été initialement complètement

saturée. La présence de l'air dans l'échantillon induit une certaine consolidation même en conditions non drainées d'où la mesure d'un angle de frottement supérieur à zéro.

2.4 CONCLUSION

A travers ce chapitre, notre objectif était de présenter une stratégie pour une lecture et une analyse critique d'un rapport géotechnique. On a voulu montrer à l'ingénieur qu'il doit toujours prendre avec réserve les données qui lui sont transmises et qu'il doit procéder à des vérifications et des recoupements pour aborder les phases de conception et de calcul avec plus de lucidité.

Malgré les quelques contradictions ou incohérences soulignées dans ce rapport, il contient aussi beaucoup d'informations pertinentes et fiables qu'on utilisera au chapitre 3 pour l'étude de la stabilité des digues de la station d'épuration à Ain Salah.

CHAPITRE 03

Analyse du comportement de digues

3.1 INTRODUCTION

Dans les chapitres précédents, nous avons présenté une étude bibliographique sur les sols compressibles ainsi qu'une analyse critique du rapport géotechnique consacré à l'étude d'une station d'épuration en cours de construction se trouvant à « Ain Salah ». Cette station se constitue de plusieurs petites digues en terre de profils différents.

L'analyse du comportement de ces digues fait l'objet d'une étude dans ce chapitre en complément aux chapitres précédents. Ces digues construites sur sols compressibles ont des profils différents, notre choix s'est porté sur deux d'entre elles. L'analyse portera aussi sur l'étude de la réaction des sols compressibles à ce type de construction.

La modélisation se fera à l'aide du code de calcul Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis en plus de certains calculs analytiques.

Une étude paramétrique est prévue aussi en vue d'analyser l'influence de quelques paramètres sur le comportement.

3.2 APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL PLAXIS V 8.2

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (spécialement la méthode des éléments finis) a permis de trouver des solutions à beaucoup de problèmes, les modèles permettant de décrire correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés. Le logiciel de calcul PLAXIS 2D est utilisé dans cette étude, il est fondé sur ces principes et il est connu pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Le choix de ce logiciel a été motivé par sa disponibilité et sa souplesse, ainsi que par la performance du fait qu'il se prête bien aux objectifs fixés pour l'analyse des ouvrages géotechniques. Il contient les sous programmes suivants :

- Programme d'entrée de données (input)
- Programme de calculs
- Programme des résultats
- Programme courbes

PLAXIS-Input : Le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient tous les outils nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

PLAXIS-Calculations : Le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les outils nécessaires à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

PLAXIS-Output : Ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats des différentes phases de calcul comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux etc.

PLAXIS-Curves : Le sous-programme curves sert à la construction des courbes de chargement–déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

Les remblais peuvent être soumis à des niveaux d'eau variables. Cette modification du niveau d'eau et celle de la distribution de la pression interstitielle influencent la stabilité du remblai.

PLAXIS peut être utilisé pour analyser l'influence des changements de pression interstitielle sur la déformation et la stabilité des structures géotechniques. Cette caractéristique est utilisée ici pour étudier le comportement de la digue lors de l'augmentation du niveau d'eau.

Un problème particulier lié à une telle situation est le soulèvement possible des terrains en pied de remblai. Cela est dû au fait que les couches de sol compressibles ne peuvent pas supporter les pressions interstitielles élevées qui surviennent dans la couche de sable perméable au-dessous ; Cet effet peut réduire la stabilité du remblai.

3.3 PRÉSENTATION DES MODÈLES DE CALCUL

L'étude va porter sur la modélisation d'un cas réel, il s'agit d'une station d'épuration qui se trouve à Ain Salah (figure 3.1) comportant de petites digues de coupes différentes (6 coupes en totalité). Ces digues vont constituer les bassins de cette station d'épuration.

Nous avons choisi de modéliser deux coupes : la coupe (F-F) et la coupe (B-B) indiquées dans le plan de masse ci-dessous (figure 3.1). Nous avons nommé l'étude de la 1^{ère} coupe (F-F) par « 1^{er} cas d'étude » et le profil (B-B) par le « 2^{ème} cas d'étude ».

Nous rappelons que l'étude sera basée sur les données réelles du site fournies sous forme d'un rapport géotechnique détaillé qui a été sujet à une synthèse et une analyse approfondie (Voir chapitre 2).

Ces modèles seront modifiés par la suite en vue de faire des études paramétriques visant :

1. La largeur de la digue (F-F).
2. L'ajout d'une surcharge de 20kPa désignant une route sur le remblai (Coupe F-F).
3. La distance entre les deux digues de la coupe (B-B).



Figure 3.1 Plan de masse de la station d'épuration

3.4 PRESENTATION DU 1^{ER} CAS D'ETUDE : COUPE F-F

Le 1^{er} cas est schématisé sur la (figure 3.2). Il consiste en un remblai de 5,5m de hauteur et 21 m de largeur ; construit sur un massif de sol compressible défini par deux couches ; une couche de sable de 50cm et une couche d'argile de 6m.

Pour le choix du matériau des différentes digues, nous avons opté pour le réemploi de l'argile du sol d'assise.

Les couches ont été modélisées toutes en utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

Les déplacements horizontaux et verticaux sont supposés nuls au niveau du substratum et les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux.

Les phases adoptées pour les deux cas d'étude sont :

1. Phase initiale : Initialisation des contraintes et des pressions interstitielles : les contraintes effectives et les pressions initiales sont déterminées.
2. Phase 1 : Simulation du modèle sous l'effet de son poids propre.
3. Phase 2 : Simulation du modèle sous l'effet de la variation de la nappe (nous avons choisi le cas de remplissage du bassin).
4. Phase 3 : Estimation du coefficient de sécurité F_s pour la phase 2 (Cas dynamique).
5. Phase 4 : Estimation du coefficient de sécurité F_s pour la phase 1 (Cas statique).

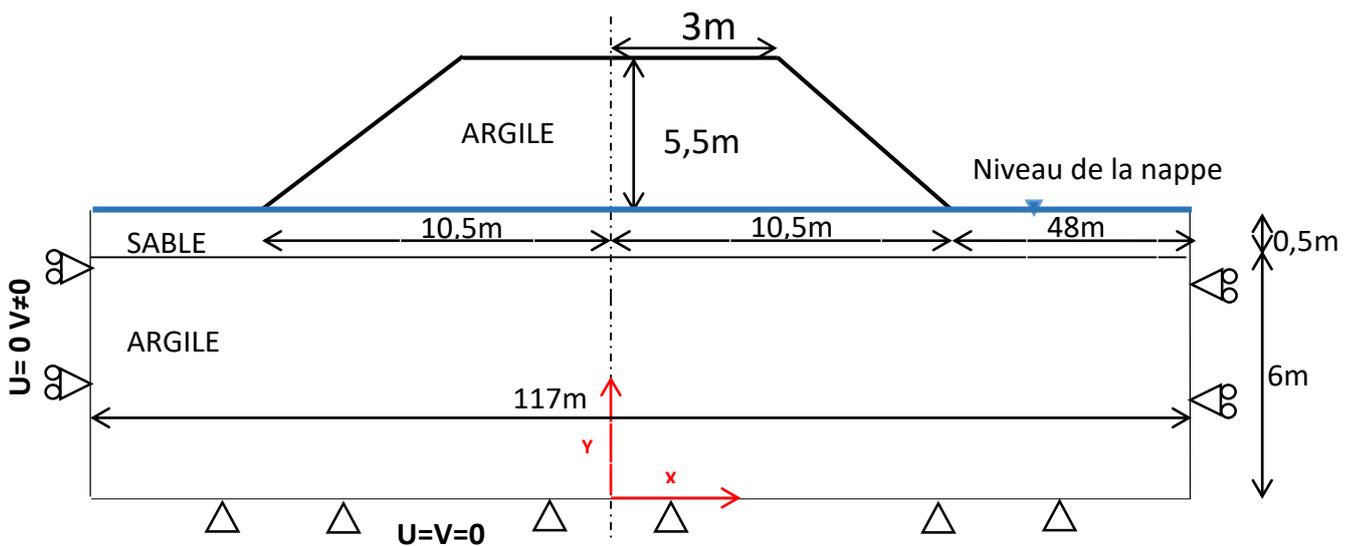


Figure 3.2 1^{er} Cas d'étude (Coupe F-F)

Les paramètres suivants ont été adoptés :

Tableau 3.1 Caractéristiques des matériaux (Rapport de sol)

Paramètres du modèle	Unités	Sable*	Argile
Poids volumique sec	KN/m ³	17,8	18,5
Poids volumique humide	KN/m ³	17,8	21,1
Module de Young	KN/m ²	20000	2000
Coefficient de poisson	-	0,3	0,35
Cohésion	kN/m ²	70*	64
Angle de frottement	(°)	35	32,1
Angle de dilatance	(°)	5	2,1
Coefficient de perméabilité	m/jour	1,1	10 ⁻³

*Voir critique du rapport géotechnique au chapitre 2.

On reprend les critères des sols compressibles présentés au chapitre 1 pour conclure si l'argile du sol d'assise de notre projet remplit ces critères pour pouvoir la qualifier ou pas de sol compressible. Le tableau 3.2 rassemble ces critères ainsi que les caractéristiques correspondantes mesurées pour notre sol d'assise :

Tableau 3.2 Critères des sols compressibles comparés aux caractéristiques de notre sol d'assise

Propriétés	Argiles Molles	Sol d'assise
Teneur en eau w (%)	30-100	43,2
Indice des vides e	1,2 à 2	0,55
Porosité n	0,55 à 0,7	0,35
Compressibilité $C_c/(1+e_0)$	0,15 à 0,3	0,12*
Indice de fluage $C_{\alpha e}$	0,03 à 0,05 C_c	---
Coefficient de perméabilité K (m/s)	10 ⁻⁹ à 10 ⁻¹¹	---
Coefficient de consolidation C_v m ² /s)	10 ⁻⁷ à 10 ⁻⁹	---
Cohésion non drainée C_u (KPa)	10-50	67
Taux de variation de C_u : $\lambda_{cu} = \Delta C_u / \Delta \sigma'$	0,2 à 0,3	---
Masse volumique sèche ρ_d (t/m ³)	1 à 1,6	1,8
Masse volumique des particules ρ_s (t/m ³)	2,6 à 2,7	---

*Dans le chapitre 2, on a montré que l'interprétation de l'essai oedométrique a donné lieu à une valeur sous-estimée de l'indice de compression C_c (0,18). Les corrélations ont montré que la vraie valeur est plutôt proche de 0,35 ce qui donne une valeur du rapport $C_c/(1+e_0)$ de l'ordre de 0,22.

Sur la base du critère relatif à $C_c/(1+e_0)$ qui est pour notre argile supérieur à 0,15. On peut qualifier notre argile de sol compressible.

3.5 RESULTATS DU 1^{er} CAS D'ETUDE : COUPE F-F

Le modèle est symétrique, ce qui permet de ne modéliser que la moitié du remblai (figure 3.3).

La (figure 3.3) présente le modèle éléments finis retenu, nous avons pris soin de modéliser l'exemple avec l'élément à 15 nœuds pour avoir plus de précision.

Le modèle comprend 89 éléments triangulaires et 791 nœuds. Nous avons voulu raffiner le modèle mais le logiciel a bloqué, on a supposé que c'est causé par la dimension élevée du remblai.

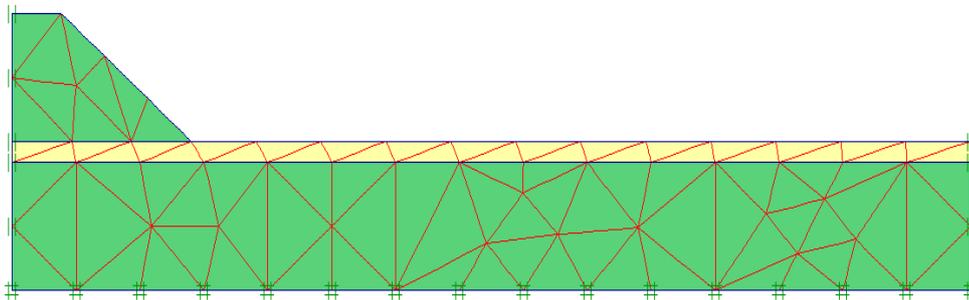


Figure 3.3 Modèle éléments finis retenu pour le modèle de référence (Coupe F-F)

Dans les paragraphes qui suivent, nous avons choisi de présenter les résultats suivants :

1. Les déplacements verticaux et horizontaux,
2. Les contraintes effectives,
3. Les pressions interstitielles,
4. Le débit de percolation,
5. Le coefficient de sécurité.

3.5.1 Déplacements vertical et total

Nous présentons sur la (figure 3.4) les déplacements total et vertical du remblai obtenus grâce au logiciel Plaxis 2D.

La figure montre un soulèvement de la couche compressible en pied du remblai (à une distance plus ou moins proche du remblai). Ces déplacements se dissipent en s'approchant de la partie droite du modèle (loin du remblai), ceci est probablement causé par l'écoulement à travers la digue.

Nous avons voulu voir le tassement au niveau du centre de la couche d'argile (couche d'assise) pour le comparer au calcul analytique. On a trouvé qu'il est de l'ordre de 15,4cm.

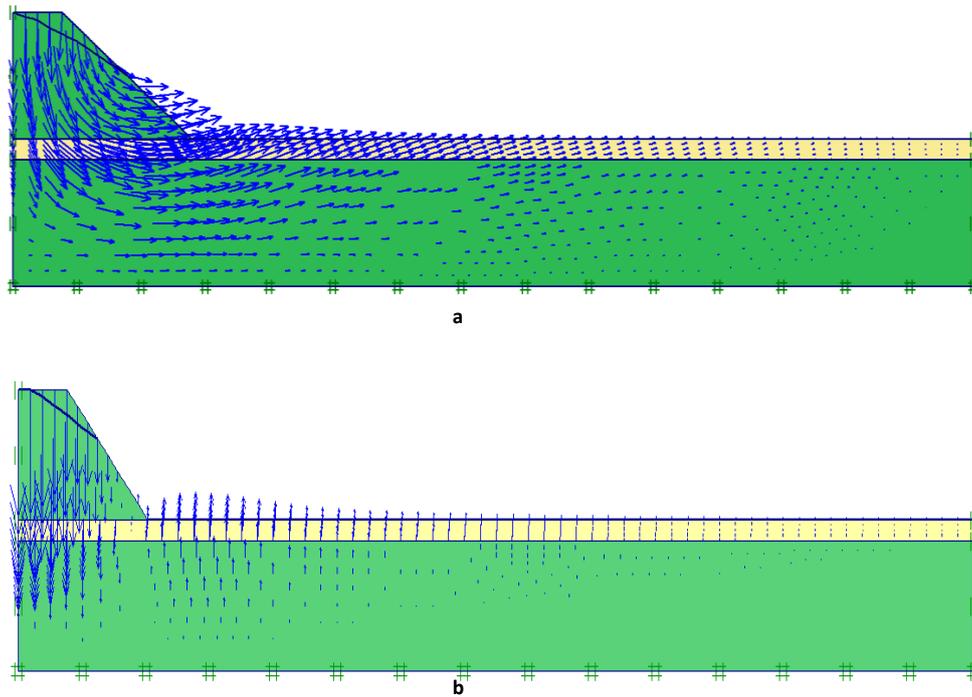


Figure 3.4 Déplacement a. Total et b. Vertical de la (coupe F-F)

3.5.2 Déplacements horizontaux

La figure (3.5) présente les déplacements horizontaux. La totalité de ces derniers se focalisent au niveau du remblai avec une valeur maximum de 6cm ; plus précisément au niveau de la pente et se dissipent en s'éloignant. Ces déplacements horizontaux sont caractéristiques des sols compressibles (voir chapitre 1).

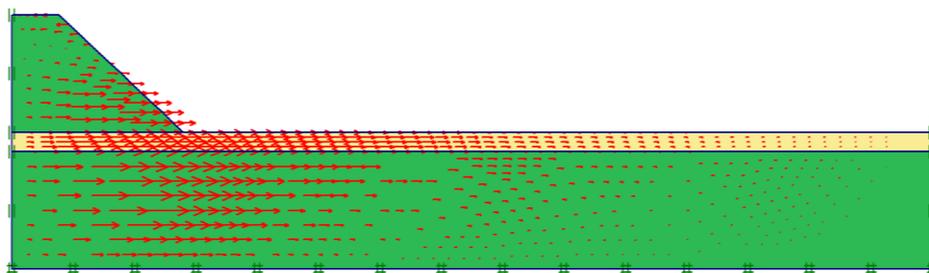


Figure 3.5 Déplacements horizontaux (Coupe F-F)

3.5.3 Pressions interstitielles

La figure (3.6) présente les pressions interstitielles qui se concentrent au niveau du centre du remblai et aussi au niveau de la couche inférieure (argile) du sol d'assise (plus exactement au niveau de l'axe de symétrie), ceci est probablement causé par le comportement non drainé de l'argile. La valeur maximum est de l'ordre de 51kPa.

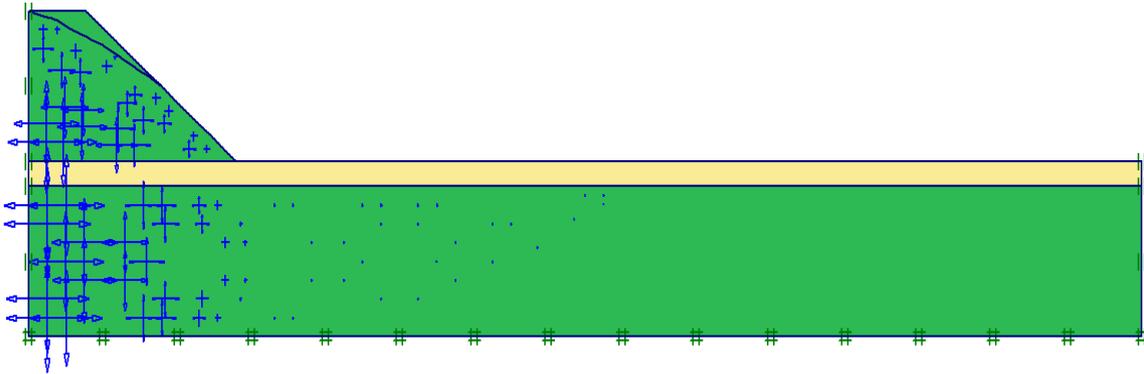


Figure 3.6 Pressions interstitielles (Coupe F-F)

3.5.4 Débit de fuite

Pour le débit de fuite, le résultat est schématisé sur la figure (3.7). Ce schéma nous montre que l'eau est présente beaucoup plus dans la couche de sable que dans l'argile.

Le débit maximum est trouvé égal à $700 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{jour}$; ce qui donne 700 litres d'eau par jour.

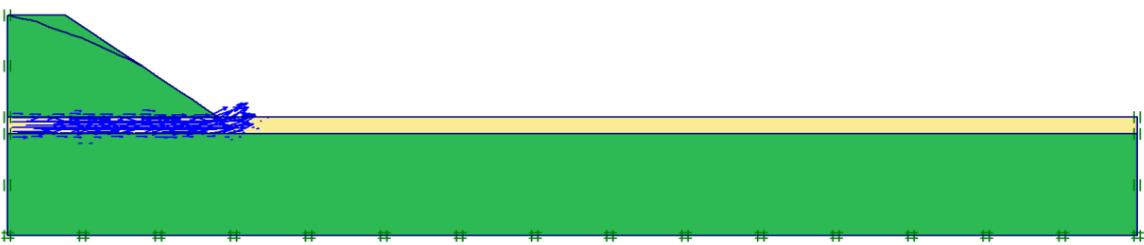


Figure 3.7 Débit d'écoulement (coupe F-F)

3.5.5 Contraintes effectives

La figure (3.8) montre les contraintes effectives causées par la modification du niveau de la nappe, nous avons obtenu une valeur de contrainte effective maximum de l'ordre de $\sigma' = 155 \text{ kPa}$. Nous

remarquons une réduction significative des contraintes en s'approchant de l'extrémité droite du modèle, ceci est causé par l'augmentation de la pression interstitielle.

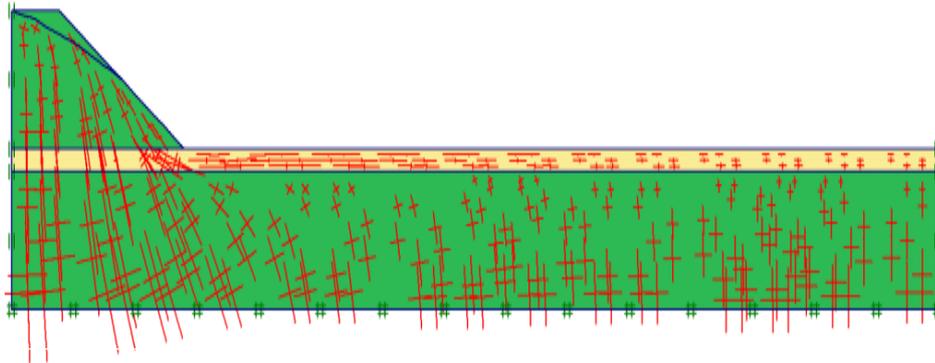


Figure 3.8 Les contraintes effectives (Coupe F-F)

3.5.6 Coefficient de sécurité

La stabilité d'un remblai, caractérisée par un coefficient de sécurité, dépend de plusieurs facteurs. Pour cette raison, nous avons calculé le coefficient de sécurité dans les situations suivantes :

1. Pour la phase 4 : En cas d'un remplissage (Modification du niveau de la nappe) : il s'agit d'un cas dynamique.
2. Pour la phase 3 : Sous l'effet du poids propre du remblai : (phase 4) : il s'agit d'un cas statique.

Le coefficient de sécurité causé par le **changement du niveau de la nappe** a été obtenu supérieur à 4 (figure 3.9), un résultat qui renseigne sur la stabilité de l'ouvrage et du sol compressible.

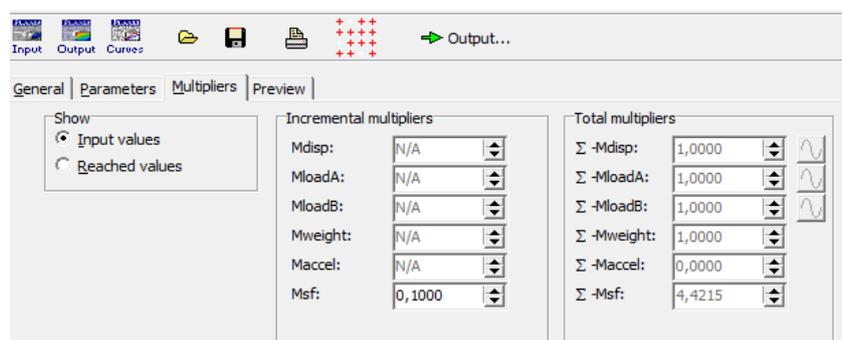


Figure 3.9 Coefficient de sécurité (Coupe F-F). Cas dynamique

De la même manière, nous avons cherché à étudier la stabilité du remblai **sous l'effet de son poids propre**, nous avons trouvé une valeur de $F_s = 5$ (figure 3.10) : ce qui prouve la stabilité du remblai avec les dimensions proposées avant sa mise en service.

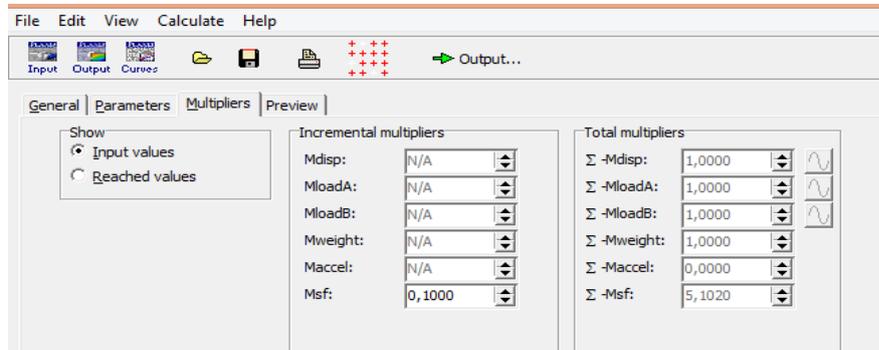


Figure 3.10 Coefficient de sécurité (coupe F-F). Cas statique

3.6 PRESENTATION DU 2^{EME} CAS D'ETUDE : COUPE B-B

De la même manière, nous allons présenter le 2^{eme} cas d'étude qui est schématisé sur la figure (3.11) ; il consiste à la modélisation de la coupe (B-B) indiquée sur le plan de masse de la figure (3.1). Il s'agit cette fois-ci de modéliser deux digues de 3m de hauteur et 18 m de largeur chacune; construites sur le même massif de sol compressible.

Les mêmes paramètres et le même phasage ont été adoptés pour ce deuxième cas d'étude (Voir le (tableau 3.1).

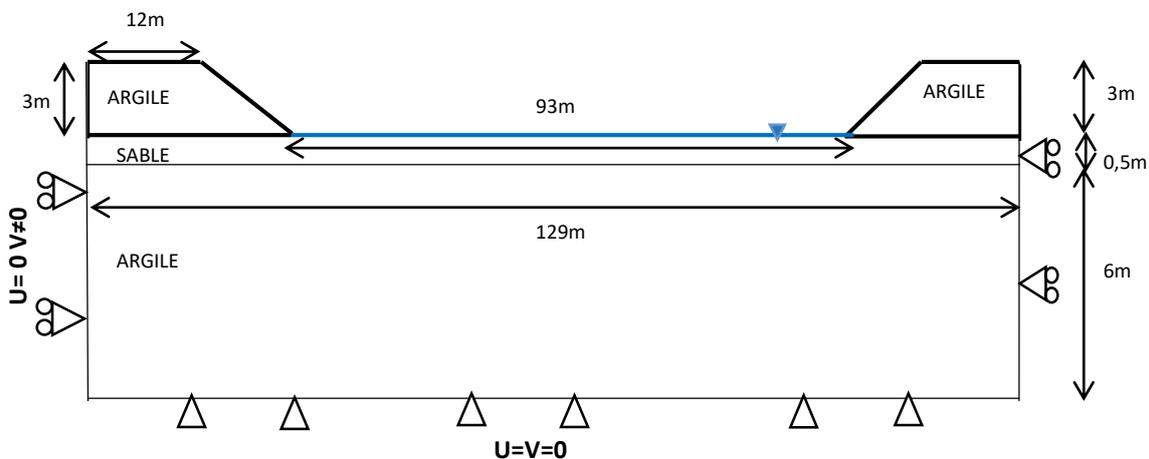


Figure 3.11 2^{eme} Cas d'étude (coupe B-B)

3.7 RESULTATS DU 2^{ème} CAS D'ETUDE : COUPE B-B

L'élément à 15 nœuds est employé pour le maillage du modèle et comprend 105 éléments triangulaires et 951 nœuds (figure 3.12). (Encore une fois le raffinement n'a pas pu se faire à cause du blocage du logiciel).

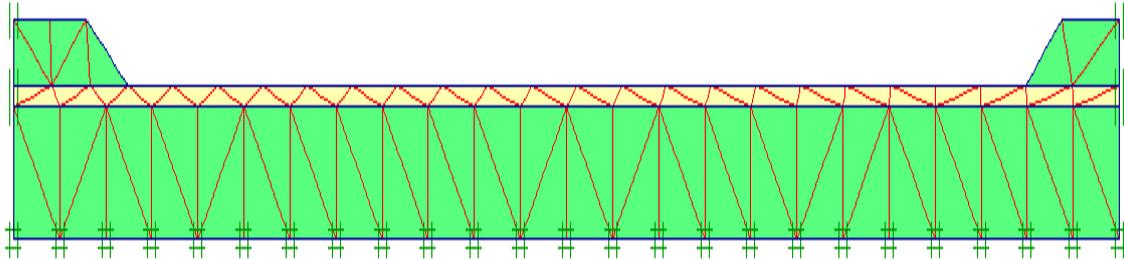


Figure 3.12 Modèle éléments finis retenu pour le 2^{ème} Cas d'étude (coupe B-B)

3.7.1 Déplacement total

La figure (3.13) présente les déplacements du nouveau profil. Nous remarquons un soulèvement de part et d'autre qui se concentre aux pieds des remblais, ces déplacements se dissipent en s'approchant de la partie médiane entre les deux digues (à environ 65m). On remarque que pour cette configuration, l'interaction entre les digues se dissipe au centre.

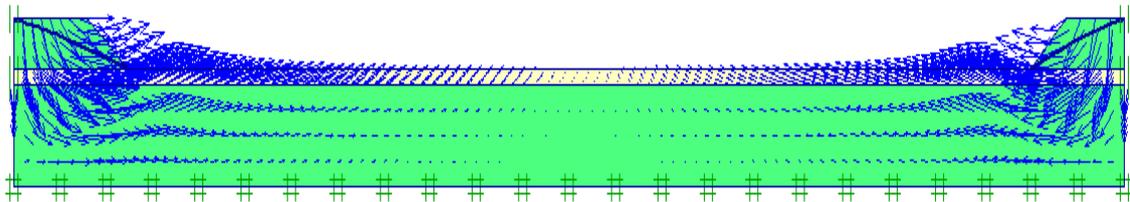


Figure 3.13 Déplacement total (Coupe B-B)

3.7.2 Déplacement horizontal

La (figure 3.14) expose les déplacements horizontaux, la totalité de ces derniers se focalisent au niveau des digues et se dissipent sur une distance de 14m à la partie médiane du modèle.

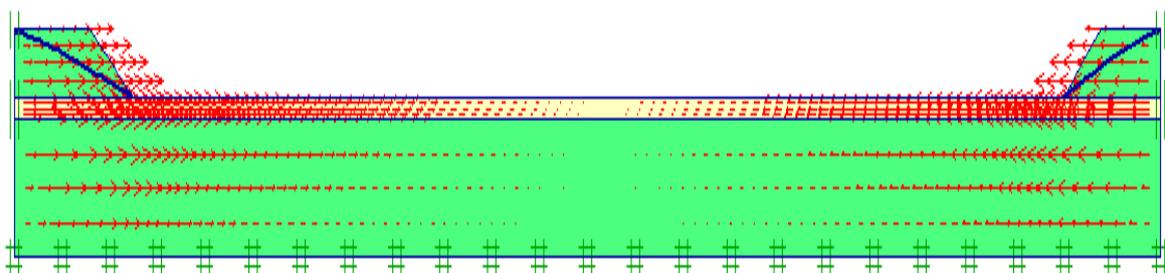


Figure 3.14 Déplacements horizontaux (Coupe B-B)

3.7.3 Débit de fuite

La (figure 3.15) montre le débit de fuite obtenu après modification du niveau de la nappe. Nous remarquons que le débit se manifeste surtout dans la couche de sable de part et d'autre des deux digues. Il est d'environ 340 litres.

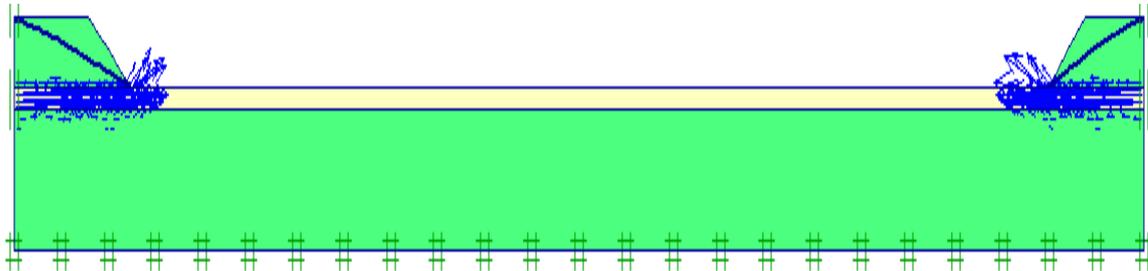


Figure 3.15 Débit d'écoulement (Coupe B-B)

3.7.4 Pressions interstitielles

La figure (3.16) présente les pressions interstitielles qui se concentrent au niveau du côté droit et gauche des deux remblais et aussi au niveau des couches inférieures d'argile du sol d'assise compressible, ceci est probablement induit par le comportement non drainé de l'argile.

En outre, nous remarquons qu'il n'y a pas d'interaction entre les deux digues.

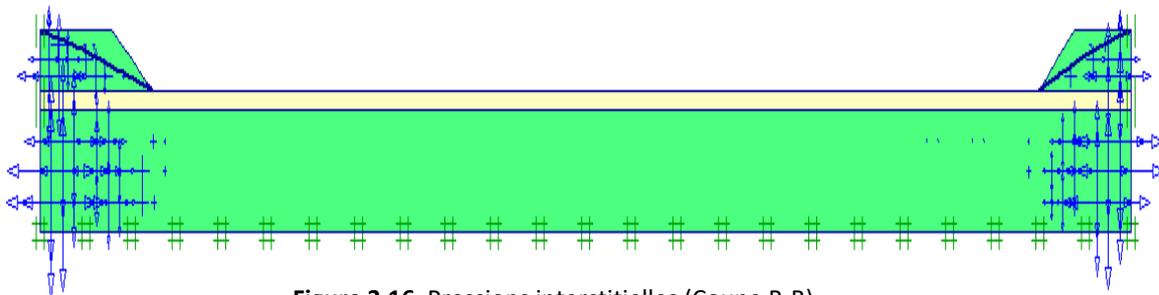


Figure 3.16 Pressions interstitielles (Coupe B-B)

3.7.5 Contraintes effectives

La (figure 3.17) montre les contraintes effectives causées par la modification du niveau de la nappe, nous avons obtenu une valeur de contrainte effective maximum de l'ordre de $\sigma' = 122$ kPa.

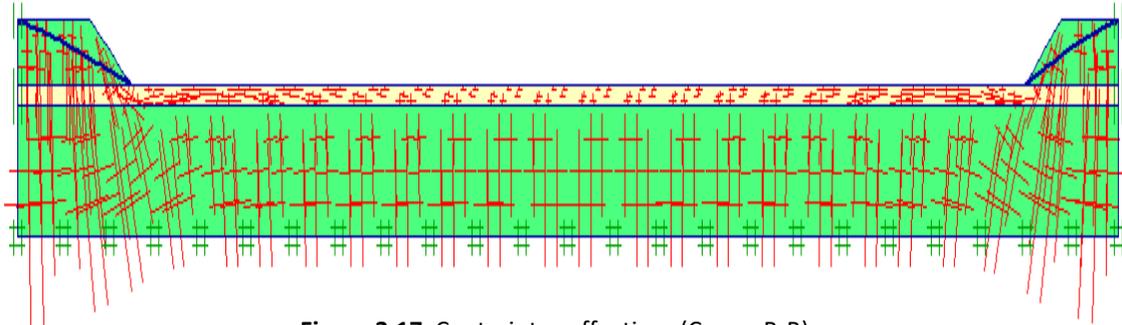


Figure 3.17 Contraintes effectives (Coupe B-B)

3.7.6 Coefficient de sécurité

Nous avons trouvé un coefficient de sécurité égal à environ 8 (figure 3.18), un résultat qui montre la stabilité des deux digues.

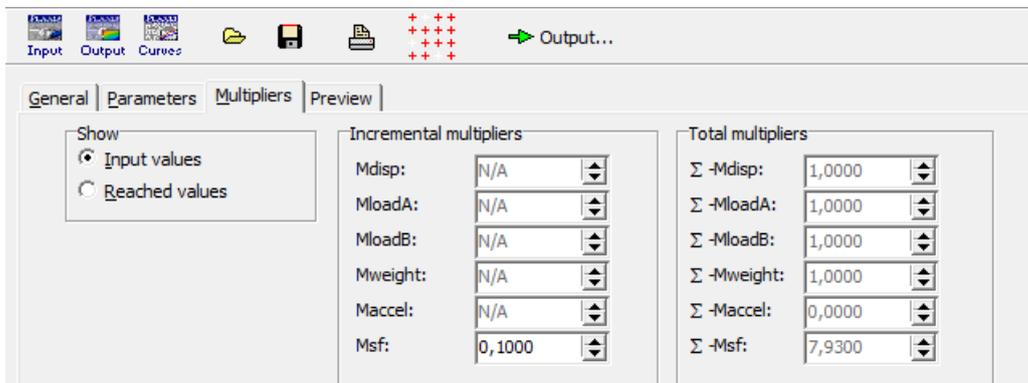


Figure 3.18 Coefficient de sécurité (Coupe B-B). Cas dynamique

Le coefficient de sécurité induit par l'effet du poids propre des digues est égal à une valeur de 10,8 (figure 3.19).

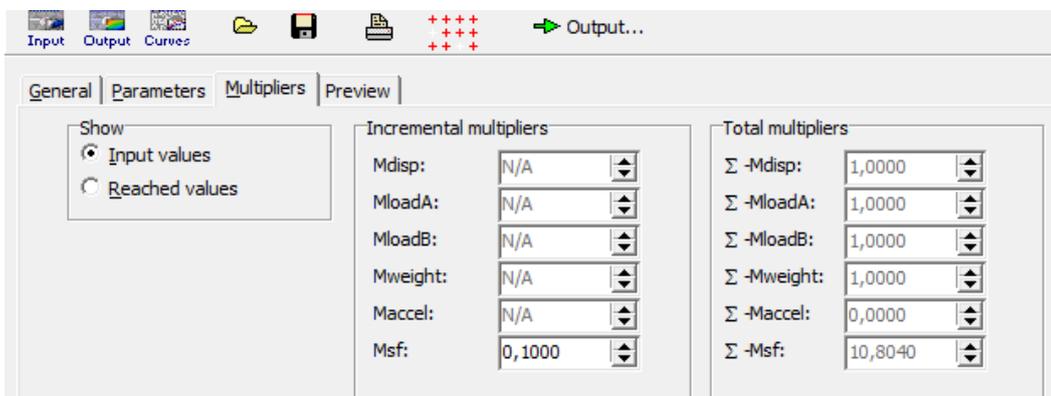


Figure 3.19 Coefficient de sécurité (Coupe B-B). Cas statique

3.7.7 Influence de la distance entre les digues du profil B-B

Dans cette partie nous avons réduit la distance entre les deux remblais du profil (B-B) à des valeurs de 25m, 20m, 15m, et 10m (la valeur d'origine est de 48m).

Les résultats obtenus montrent une certaine interaction avec le rapprochement des deux digues à partir de la distance de 20m (figure 3.20).

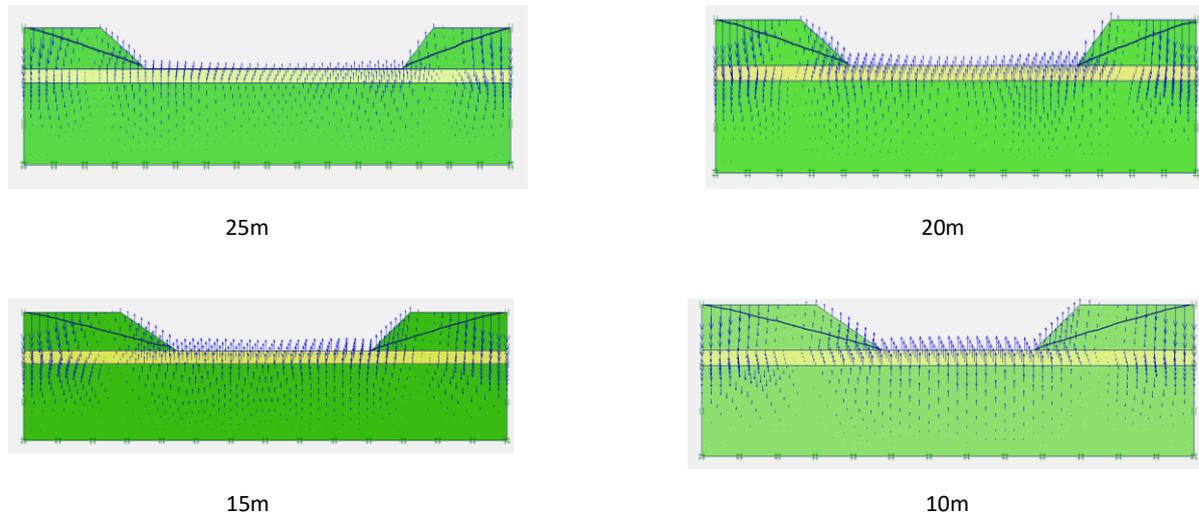


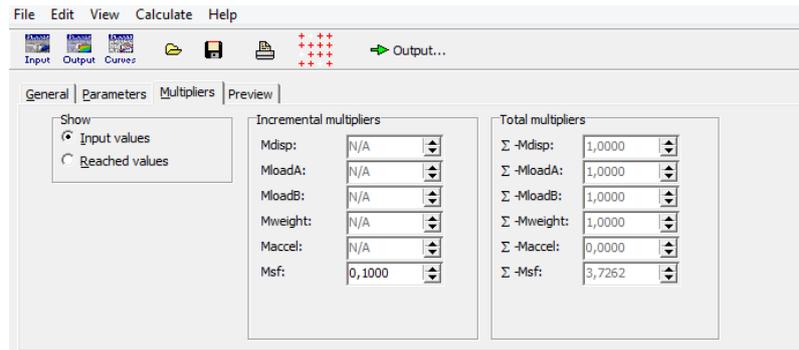
Figure 3.20 Coefficient de sécurité pour différentes distances entre les deux digues de la coupe (B-B) : 25m, 20m, 15m, 10m

3.8 ETUDE PARAMETRIQUE

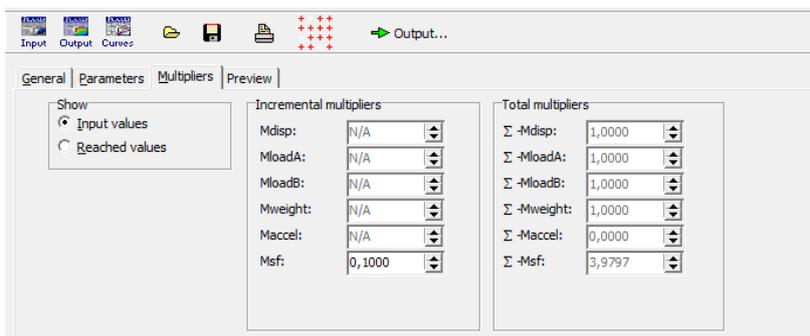
3.8.1 Influence de la largeur du remblai : Coupe F-F

Pour le facteur économique et pour gagner dans le matériau du remblai, nous avons pensé à réduire la largeur de la digue (FF) à des valeurs de 15 et 17m (la valeur d'origine est de 21m). Nous avons obtenu deux coefficients de sécurité pour les deux cas dynamique égale à **3,7** et **3,97** respectivement (Figure 3.21).

Les deux résultats se rapprochent mais sont inférieurs à la valeur du cas de référence (1^{er} cas), néanmoins, le résultat est toujours stable. On peut expliquer la chute du coefficient de sécurité par l'augmentation des pentes du remblai.



a



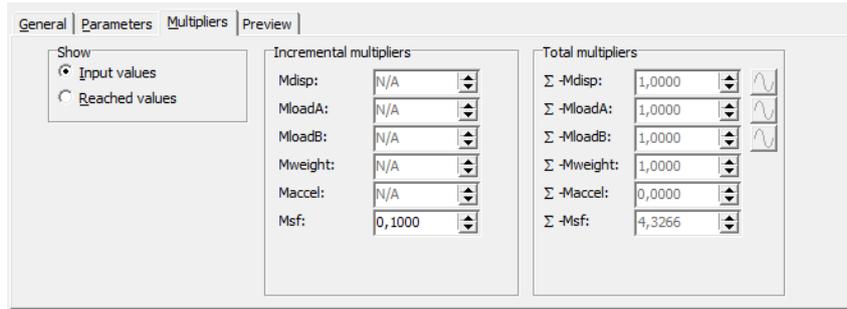
b

Figure 3.21 Coefficient de sécurité pour différentes largeurs de la coupe (F-F)
(Cas dynamique) : a. 15m b.17m

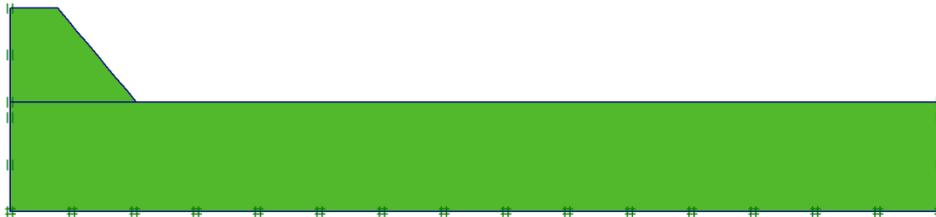
3.8.2 Influence de la substitution de la couche de sable : Coupe F-F

Dans cette partie, nous avons substitué la couche de sable de 50 cm d'épaisseur par la même argile de la couche d'assise afin d'éviter le débit de fuite important observé dans le calcul précédent. Les résultats sont montrés sur la figure (3.22).

Nous avons obtenu un débit nul dans ce cas et un même coefficient de sécurité.



a



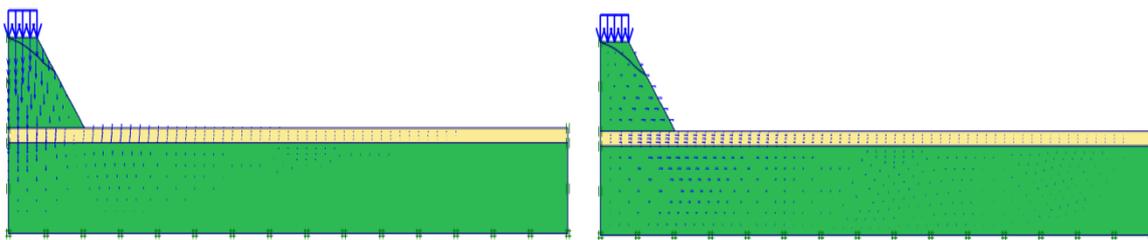
b

Figure 3.22 Résultats obtenus après substitution de la couche de sable (Coupe F-F) :
 a. Coefficient de sécurité b. Débit de fuite

3.8.3 Influence de l'existence d'une surcharge sur la digue du profil F-F

Pour étudier l'influence de l'application d'une surcharge désignant une voie de circulation sur le remblai, nous avons ajouté une charge de 20kPa. Les résultats sont montrés sur la figure (3.23).

Les déplacements vertical et horizontal obtenus sont moins importants :(Uy =19mm, Ux=9mm).



a

b

Figure 3.23 Résultats obtenus par l'application de surcharge (Coupe F-F) :
 a. Déplacement vertical b. Déplacement horizontal

3.9 TASSEMENT DE LA COUCHE D'ARGILE- Profil F-F : (1^{er} Cas d'étude)

Dans cette partie, nous avons effectué un calcul analytique utilisant la méthode œdométrique pour calculer le tassement prévisible de la couche d'assise constituée de sol compressible (l'argile) pour le comparer au résultat numérique.

Pour calculer le tassement prévisible sous le remblai au centre de la couche d'argile, nous avons besoin de vérifier l'état de consolidation du sol (sol normalement consolidé ou surconsolidé), pour cela utilisons les critères suivants :

- Sol normalement consolidé $\rightarrow \sigma'_p = \sigma'_0$
- Sol surconsolidé $\rightarrow \sigma'_p > \sigma'_0$

Avec :

σ'_p : Contrainte de pré-consolidation (kPa) ;

σ'_0 : contrainte verticale effective initiale due au poids des terres.

D'après les données fournies par le rapport de sol :

$h=6\text{m}$: Epaisseur de la couche considérée (m);

$e_0=0,55$: Indice des vides initial

$\sigma'_p=283\text{kPa}$

$C_s=0,0562$: Indice de gonflement ;

$C_c=0,1893$: Indice de compression ;

Nous avons :

σ_{vo} : Contrainte verticale totale initiale dans le sol calculée au milieu de la couche :

$$\sigma_{vo} = (\gamma_{\text{argile}} * h/2) + (\gamma_{\text{sable}} * h) = (21,1 * 3) + (17,8 * 0,5) = 72,20 \text{ kPa}$$

$$u = \gamma_w * h/2 = 10 * 3,5 = 35 \text{ kPa}$$

Avec $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u$ (Postulat de Terzaghi) :

$$\rightarrow \sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u = 37,20 \text{ kPa} \leq \sigma'_p = 283 \text{ kPa} \rightarrow \text{Sol surconsolidé.}$$

Etant donnée la faible épaisseur de la couche d'argile compressible comparée à la largeur du remblai (21m), on peut supposer que la distribution des contraintes apportée par la surcharge du remblai est uniforme au sein de la couche d'argile (Sanglerat, 1981) :

$$\Delta\sigma' = \text{hauteur du remblai} * \text{poids volumique du remblai} = 5,5 * 21,1 = 116,05 \text{ kPa}$$

Avec $\Delta\sigma'$: Surcharge à la profondeur z due au remblai (kPa).

Et puisque:

$$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma' = 153,25 \text{ kPa} < \sigma'_p = 283 \text{ kPa}$$

→ On utilise alors la formule de :

$$\Delta h = h_0 * C_s / (1 + e_0) * \text{Log}(\sigma'_{vo} + \Delta\sigma' / \sigma'_{vo}) \quad (3.1)$$

→ On obtient après calcul : **$\Delta h = 13,4 \text{ cm}$**

Le calcul numérique a fourni un tassement au niveau du centre de la couche d'argile de l'ordre de **15,4 cm**.

Si on recalcule le tassement avec la valeur corrélée de C_s qui est égale à 0,087, on obtient un tassement égal à **20,7 cm** bien plus élevé que la valeur obtenue par la modélisation numérique.

3.10 INTERPRETATIONS ET DISCUSSIONS

Nous avons effectué des analyses sur deux profils de remblais extraits du rapport de sol sur la station d'épuration de Ain Salah. Ce choix s'est porté suivant l'emplacement des digues par rapport au site : Il s'agit de la coupe F-F (cas d'une seule digue) et la coupe B-B (cas de deux digues espacées).

Pour les deux profils, nous avons constaté que les déplacements, les contraintes, les pressions interstitielles ; tous, se concentrent au niveau et au-dessous des digues et se dissipent en s'éloignant.

En parallèle, nous avons calculé les coefficients de sécurité pour les deux cas d'étude dans les deux cas statique et dynamique. Les résultats diffèrent d'un modèle à l'autre : les coefficients de sécurité du premier modèle (une seule digue) sont inférieurs à ceux du deuxième modèle (profil de deux digues).

En plus, entre les deux résultats numérique et analytique, il y a un très bon accord pour le tassement au-dessous de la digue (F-F).

3.11 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons effectué une série de modélisations et calculs par rapport aux deux profils de référence (coupe F-F : cas d'une seule digue) et (coupe B-B : cas de deux digues espacées).

Nos résultats se sont focalisés sur les déplacements verticaux et horizontaux, les contraintes effectives régies par la construction des remblais, les pressions interstitielles, les débits de fuites et les coefficients de sécurité dans deux cas ; statique et dynamique et ceci pour les deux modèles.

Ces modèles ont été modifiés par la suite en vue de faire des études paramétriques, ces modifications ont touché : La largeur de la digue (F-F), la substitution de la couche de sable par la l'argile, l'ajout d'une surcharge de 20kPa désignant une voie de circulation sur le remblai (Coupe F-F), la distance entre les deux digues de la coupe (B-B).

Après une série de modélisations, les constats suivants ont été obtenus :

1. En modifiant la largeur de la digue F-F, on remarque que les résultats obtenus pour les deux cas dynamique et statique ne changent pas trop par rapport au modèle de référence (1er cas), les valeurs des coefficients de sécurité se rapprochent mais sont inférieures à la valeur du modèle initial, le résultat est toujours stable. On peut expliquer la chute du coefficient de sécurité par l'augmentation des pentes du remblai.
2. En ajoutant la surcharge sur ce même remblai (Coupe F-F), le coefficient de sécurité diminue.
3. En modifiant la distance entre les deux remblais du profil (B-B) à des valeurs de 30m, 25m, 20m, 15m, 10m et 5m (la valeur d'origine est de 48m), les résultats obtenus montrent une certaine interaction avec le rapprochement des deux digues.

Enfin, on peut conclure que l'estimation des coefficients de sécurité est satisfaisante, ce qui permet de dire que les profils sont stables et n'engendrent aucun problème de stabilité après leur réalisation.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études a été pour nous une bonne opportunité pour affronter un projet réel qui présente beaucoup de particularités et de nombreuses contraintes. Il s'agit d'une station d'épuration constituée de nombreuses digues de lagunages fondées sur un sol compressible.

Notre première mission a été d'explorer le rapport géotechnique avec un regard critique. On a voulu montrer à l'ingénieur qu'il doit toujours prendre avec réserve les données qui lui sont transmises et qu'il doit procéder à des vérifications et des recoupements pour aborder les phases de conception et de calcul avec lucidité. Cela nous a amené à réaliser une analyse critique de ce rapport en essayant de déceler soit des contradictions soit des défaillances au niveau de l'interprétation de certains essais comme l'essai œdométrique. Pour cela, on a utilisé les corrélations qui nous ont permis d'éclairer l'interprétation des essais œdométriques. Ce travail est original dans le cadre d'un projet de fin d'études.

Malgré les quelques contradictions ou incohérences soulignées, le rapport géotechnique contient aussi beaucoup d'informations pertinentes et fiables qu'on a utilisé au chapitre 3 pour l'étude de la stabilité des digues de la station d'épuration de Ain Salah.

Le chapitre 3 présente la modélisation des digues par le logiciel Plaxis. On a considéré deux modèles de référence, le premier avec une seule digue (coupe F-F) et le second avec deux digues espacées (coupe B-B). Les résultats présentés concernent le déplacement horizontal, vertical, les pressions interstitielles, le débit de percolation et les contraintes effectives. Les résultats ont montré notamment que les digues sont stables du point de vue du glissement, que la configuration en deux digues ne présente pas d'interaction et que la couche de sable présente un débit de percolation important.

Ensuite, une étude paramétrique a été ajoutée en vue d'étudier l'influence de la largeur de la digue (1^{ère} configuration), de la distance entre les digues (2^{ème} configuration) ainsi que la solution de substitution de la couche de sable. Cette solution s'est avérée intéressante car elle permet d'éliminer pratiquement le débit de percolation qui était observé.

Le tassement du remblai a été calculé par la méthode œdométrique et comparé aux calculs numériques. Les calculs sont très sensibles au choix des paramètres mécaniques de calcul (comme l'indice de compression ou de gonflement) d'où l'importance d'une détermination fiable de ces paramètres.

BIBLIOGRAPHIE

1. Addoun O. et Amirat Y. (2020). Stabilité des excavations souterraines sous les terrains en pentes. Université de Tlemcen, Algérie.
2. Baguelin F. (1998). Calculs de stabilité des remblais sur sols mous. Laboratoire LCPC, Paris, France.
3. Biarez. J., Favre. J. L. (1975). Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics, Proceedings of the 2 nd, Int .Conf. on Application of statistics and Probabilities in Soils Mechanics , Aachen , Vol.2, pp. 249-264.
4. Bourges S. et Karst mm H. (1964). Remblai sur sols compressibles. Laboratoire LCPC, Paris, France.
5. Fleureau J. M., Verbrugge J. C., Huergo P. J., Correia A. G., Saoud S. K. (2002). Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths, Revue Canadienne de Géotechnique.
1. Khemissa M. (2016). Méthodologie d'étude et règles de construction des remblais sur sols compressibles. Université de M'Sila, Algérie.
2. Magnan J. P. et Guidoux Y. (2000). Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles. Laboratoire LCPC et Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes SETRA, Paris, France.
3. Rapport de sol . (2020). Etude de sol-station d'épuration de la ville de AIN SALAH, Algérie.
4. Tavenas S. (1977). Le comportement des remblais sur sols de fondation argileux: Etat des connaissances. Laboratoire LCPC, Paris, France.