



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد ابن باديس - مستغانم
Abdelhamid Ibn Badis University - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil Engineering Department



N°d'ordre : M...../GC/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Travaux publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Arts (VOA)

Thème

Étude géotechnique d'un tronçon routier : Deuxième boulevard
périphérique de Mostaganem passant par Mazagran
du PK0+000 au PK 26+000.

Présenté par :

Mme Besseghir Maraua

Mme Braik Mira

Soutenu le 15/07/2021 devant le jury composé de :

Président : Mr BOUHALOUFA Ahmed

Examineur: Mr TALIA Ahmed

Encadrant: Mr MEBROUKI Abdelkader

Invité d'honneur : Mr BOUARFA Zouhir

Année Universitaire : 2020 / 2021

Dédicace

A mes chers parents avec tout mon amour

Je dédie cette thèse en premier à **mon père** M.Braik houari

Tous les mots ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance pour ton dévouement et tes sacrifices, tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir

Et m'épauler.

Je te dédie ce mémoire, puisse tu y trouver le fruit de tes efforts.

A ma chère mère

*Tous les mots ne pourraient témoigner de ma gratitude, aussi je te dédie cette thèse
Comme fruit de ton dévouement et l'expression de mon profond amour.*

A mon cher frère et mes chères sœurs qui m'ont toujours soutenu

A mon cher mari qui m'a toujours encouragé.

A mon Binôme Maraua qui a partagé avec moi tous les moments d'émotions lors de la réalisation de ce travail.

A tous mes amis de promotion 2^{ème} année master en voiries et ouvrages d'arts.

A notre encadrant M.Mebrouki aek, j'ai eu l'honneur et la chance de bénéficier de ses connaissances et compétence, de ses précieux conseils et de son suivi tout au long de notre parcours académique.

A Toute personne qui occupe une place dans mon cœur.

Mme : BRAIK MIRA

Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier le bon Dieu de m'avoir aidé à arriver jusqu' à ce niveau d'études, et de réaliser ce modeste travail, que je dédie :

A ma chère mère,

A mon cher père.

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mon frère ABDELKADER

A mes sœurs NACERA et SARRA

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A ma chère Binôme BRAIK MIRA

Pour son entente et sa sympathie.

A mes chers cousins

*RYEM RIMA IKRAM RANIA KAWTER ALAE FIRDAOUS AYA HADJER KHADIDJA
HALIMA MERIEN HANAA INES IHAB ABDERRAHMEN RACHID AMINE
IBRAHIM ABDELJALIL WAIL MOUAD*

A mes amis du Département de Génie Civil.

À toute la promotion 2021.

Enfin à toutes personnes qui m'ont soutenu et aidé à réaliser ce travail.

Mme : BESSEGHIR MARAUA

REMERCIEMENTS

*Tout d'abord je tiens remercier **ALLAH** le tout puissant de m'avoir donné la santé, la volonté, le courage et la patience pour mener à terme ma formation et pourvoir réaliser ce travail de recherche.*

*Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide de l'encadrement de Mr **MEBROUKI Abdelkader**, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres de jury qui ont accepté d'évaluer notre travail, notamment à Mr **BOUHALOUFA A.** qui a accepté de présider notre jury, aussi Mr **TALIA A.** qui a accepté d'examiner notre travail et enfin à Mr **BOUARFA Zohir** qui a accepté de nos honorer par sa présence.*

Résumé

Dans ce projet, la vision est portée sur l'étude géotechnique du tracé deuxième boulevard périphérique de Mostaganem a deux chaussées unidirectionnelles entre les Sablettes, Mazagran et le carrefour giratoire urgence sur 26 km, du PK0+000 au 26+000 menée au laboratoire des travaux publics de l'ouest (LTPO) unité d'Oran.

L'objectif de cette étude est de déterminer la nature géologique des formations rencontrées en place et les caractéristiques physiques des sols à travers des essais d'identification et leur comportement mécanique en terme de résistance à la rupture et de variation de volume par l'essai de cisaillement rectiligne et l'essai œdométrique .

Enfin, ce travail porte sur l'étude des différents aléas englobant le dimensionnement d'une structure routière par plusieurs méthodes (CBR, les méthodes algériennes, méthode d'AASHO, etc...). Qui doit parfaitement s'adopter aux conditions d'environnement de notre zone d'étude qui est une zone inondable tout en rendant un bon service.

Mots clés : Géotechnique routière, sol, identification, essais in situ, paramètres physiques.

Abstract

In this project, the vision is focused on the geotechnical study of the second ring road.

alignment of Mostaganem has two unidirectional pavements between Sablettes, Mazagran and emergency roundabout on 26 km, from PK0 + 000 to 26 + 000 conducted in the public works laboratory of the west (LTPO) unit of Oran.

The objective of this study is to determine the geological nature of the formations encountered in place and the physical characteristics of soils through identification tests and their mechanical behavior in terms of breaking strength and volume variation by the test of straight shear and oedometric test.

In the end this work is about the study of the different hazards encompassing the dimensioning of a road structure by several methods (CBR, the Algerian methods, AASHO method, etc.). Which must perfectly adapt to the environmental conditions of our study area which is a flood zone while rendering a good service?

Key words : Road Geotechnic, soil, identification, in situ tests, physical parameters.

ملخص

في هذا المشروع ، تركز الرؤية على الدراسة الجيوتقنية لمحاور الطريق الدائري الثاني في مستغانم ، حيث يوجد رصيفان أحاديان الاتجاه بين شاطئ الرمال و مزگران ، والطريق الدائري على 26 كم من 0PK + 000 إلى 26 + 000 مما أدى إلى مختبر الأشغال العامة. من وحدة (LTPO) الغربية في وهران كان موضوع هذه الدراسة.

هو تحديد الطبيعة الجيولوجية للتشكيلات الموجودة في المكان والخصائص الفيزيائية للتربة من خلال اختبارات تحديد الهوية وسلوكها الميكانيكي من حيث كسر القوة وتغير الحجم باختبار القص المستقيم واختبار oedometric

في النهاية ، يدور هذا العمل حول دراسة المخاطر المختلفة التي تشمل أبعاد بنية الطريق بعدة طرق (CBR ، الطرق الجزائرية ، طريقة AASHO ، إلخ). التي يجب أن تتأقلم تماما مع الظروف البيئية لمنطقة الدراسة لدينا والتي هي منطقة فيضان أثناء تقديم خدمة جيدة

Liste des tableaux	Page
Tableau I. 1 : Principaux essais in situ et normes	22
Tableau I. 2 : Principaux essais à effectuer au laboratoire	23
Tableau I. 3 : Principaux ouvrages du tracé	24
Tableau I. 4 : Principaux puits de sondages	27
Tableau I. 5: Résultats des essais au laboratoire sur les puits de reconnaissances	28
Tableau I. 6 : Résumé des résultats d'essais de laboratoire	30
Tableau III. 1 : Essai standard de pénétration	55
Tableau III. 2 : caractéristiques physiques du sol	55
Tableau III. 3: Analyse chimique du sol du sondage SC1	56
Tableau III. 4 : Valeurs des tassements sous radier général	58
Tableau III. 5: Résultat des essais SPT	59
Tableau III. 6 : Résultats des essais pressiométriques	60
Tableau III. 7: Caractéristiques physiques déterminés au laboratoire	62
Tableau III. 8: Résultats des essais mécaniques effectués sur le sol	62
Tableau III. 9: Résultats des essais chimiques effectués sur le sol	63
Tableau III. 10 : Valeurs des tassements prévisibles	66
Tableau III. 11 : Résultats des essais SPT	67
Tableau III. 12 : Résultats des essais physiques effectués au laboratoire	68
Tableau III. 13: Essais mécaniques : (résistance à la compression simple)	68
Tableau III. 14 : Résultats de l'analyse chimique su sol	69
Tableau III. 15 : Valeur du tassement du sol étudié	70
Tableau III. 16 : Résultats des essais pressiométriques	70
Tableau III. 17: Caractéristiques physiques du sol étudié	72
Tableau III. 18: Analyse chimique du sol étudié	73
Tableau III. 19: Valeur du tassement prévisible	75
Tableau III. 20: Résultats des essais SPT	77
Tableau III. 21 : Résultats des essais pressiométriques	78
Tableau III. 22: Caractéristiques physiques du sol étudié	79
Tableau III. 23 : Résultats des essais mécaniques du sol étudié	80
Tableau III. 24: Analyse chimique du sol étudié	80
Tableau III. 25: Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié	81
Tableau III. 26 : Valeurs des résultats des essais SPT	82
Tableau III. 27: Caractéristiques physiques du sol étudié	83
Tableau III. 28 : Valeurs des résistances mécaniques du sol étudié	84
Tableau III. 29 : Résultats des essais chimiques	85
Tableau III. 30: Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié	86
Tableau III. 31 : Résultats des essais SPT sur le sol étudié	87
Tableau III. 32: Caractéristiques physiques du sol étudié	89
Tableau III. 33: Résultats des essais mécaniques sur le sol étudié	89
Tableau III. 34: Analyse chimique du sol étudié	89
Tableau III. 35 : Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié	90
Tableau III. 36 : Résultats des essais SPT sur le sol étudié	92
Tableau III. 37 : Résultats des essais pressiométriques - <i>Sondage SP.1</i>	93
Tableau III. 38 : Résultats des essais pressiométriques - <i>Sondage SP.2</i>	94
Tableau III. 39: Caractéristiques physiques du sol étudié	96
Tableau III. 40: Résultats des essais mécaniques sur le sol étudié	96
Tableau III. 41: Analyse chimique du sol étudié	97
Tableau III. 42: Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié	99
Tableau III. 43 : Résultats des essais pressiométriques – <i>Sondage SP.1</i>	101
Tableau III. 44: Caractéristiques physiques du sol étudié	102
Tableau III. 45: Analyse chimique su sol étudié	103

Tableau III. 46 : Valeurs des tassements du sol étudié	105
Tableau III. 47 : Résultats des essais SPT réalisés sur le sol	106
Tableau III. 48 : Résultats des essais pressiométriques – <i>Sondage SP. 1</i>	107
Tableau III. 49: Caractéristiques physiques du sol étudié	109
Tableau III. 50: Résultats des essais mécaniques du sol étudié	109
Tableau III. 51 : Analyse chimique du sol – <i>Sondage EP. 1</i>	110
Tableau III. 52 : Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié	111
Tableau IV. 1 : Coefficients d'équivalence des matériaux	119
Tableau IV. 2 : Classe des trafics adoptés	120
Tableau IV. 3 : Différentes classes de sols	121

Liste des figures	Page
Figure I.1 : Vue satellitaire du tracé du deuxième boulevard périphérique de Mostaganem	12
Figure I.2 : situation géographique du secteur d'étude (extrait de la carte topographique de Mostaganem)	14
Figure I.3 : Diagramme climatique MOSTAGANEM	15
Figure I.4 : courbe de température MOSTAGANEM	16
Figure I.5 : carte géologique de Mostaganem	18
Figure I.6 : vue panoramique d'une partie du tracé)	19
Figure I.7 : Autre vue panoramique d'une partie de tracé	20
Figure I.8 : vue panoramique différente d'une partie de tracé	20
Figure I.9: vue panoramique d'une partie de tracé	21
Figure I.10: vues panoramiques d'une partie de tracé	21
Figure II.1 : Schéma de principe du pressiomètre (Ménard, 1955)	35
Figure II.2 : Principe de fonctionnement de la sonde (extrait, ARVOR géotechnique).	35
Figure II.3 : illustration photographique du contrôleur volume-pression : CPV.	37
Figure II.4 : Courbe pressiométrique (Hassan 2011)	38
Figure II.5: appareil de Casagrande	40
Figure II.6 : détermination de limite de plasticité	41
Figure II.7 : appareillage de l'essai bleu de méthylène	42
Figure II. 8 : tache avec auréole bleu clair exprimant le teste positive de l'essai bleu méthylène.	42
Figure II.9 : Coupe schématisé de la cellule œdométrique (Arbet, 2010)	43
Figure II.10: Comparateur de mesure	45
Figure II.11 : Appareillage de l'essai de compressibilité par palier à l oedomètre	45
Figure II.12 : Courbe de compressibilité œdométrique	46
Figure II.13 : Machine de cisaillement rectiligne	48
Figure II.14 : Droite coulomb de l'essai de cisaillement rectiligne (Hassan, 2010)	49
Figure II .15 : Machine de compactage pour l'essai Proctor	50
Figure II .16 : Courbe Proctor	51
Figure II.17: Machine de poinçonnement à la presse CBR	52
Figure IV. 1 : Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches	114
Figure IV.2 Chaussée souple	116
Figure IV.3Chaussée rigide	117

SOMMAIRE

DEDICACES

REMERCIEMENT

ملخص

RESUMÉ

ABSTRACT

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

	Page
Introduction générale	10
Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet	11
I. 1 Introduction	11
I.2. Cadre de l'étude	11
I.2.1: Présentation du projet	11
Problématique	12
I.3 Présentation générale de la zone d'étude	13
I.3.1 Contexte géographique	13
I.3.2 Contexte climatique et hydrologique	14
I.4 Étude géologique	14
I.4.1 Cadre géologique de la région de Mostaganem	14
I.4.2 Contexte géologique général	17
I.4.3 Géologie du secteur d'étude	18
I.5 Prospection géotechnique du projet	22
I. 6 Conclusion	32
Chapitre 02 : Matériaux et matériels utilisés	34
II .1 : Introduction	34
II .2 Les principaux essais effectués sur le tracé	34
II .3 Essais de laboratoire	39
II.3.1 : Analyse granulométrique	39
II .3.2 Les limites d'Atterberg	39
II .3.3 Valeur en bleu de méthylène	41
II .3 .4 Essai de compressibilité par paliers à l'œdomètre	43
II .3.5 : Essai de cisaillement rectiligne	47
II .3.6 L'essai Proctor	50
II .3.7 Essai C.B.R (Californian Bearing Ratio)	52
II .4 Conclusion	52
Chapitre 03 : Résultats et analyses des essais	53
III. 1 Introduction	54
III. 2 Ouvrage d'art PK 01+400	54
III. 2.1 Essais de laboratoire	55
III. 3 Fondation de l'ouvrage	57
III. 4 Ouvrage d'art PK 04+560	58
III. 4.1 Essais in situ	58
III.4.2 Essais à la standard pénétration test (S.P.T)	59
III. 4.3 Essais pressiométriques	59

III.4.4 Essais de pénétration dynamique	61
III.5 Essais de laboratoire	62
III. 5. 1 Essais physique	62
III. 5. 2 Essais mécanique	62
III. 5. 3 Essais chimiques	63
III. 5. 4 Fondations de l'ouvrage	63
III. 5. 5 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements	64
III. 6 Ouvrage d'art PK 06+640	67
III. 6. 1 Essais in situ	67
III. 6. 2 Essais standard pénétration test	67
III. 6. 3 Essais de pénétration dynamique	68
III. 7 Essais de laboratoire	68
III. 7. 1 Essais physiques	68
III. 7. 2 Essais chimiques	69
III. 8 Fondations de l'ouvrage	69
III. 9 Ouvrage d'art PK 09+260	70
III. 9. 1 Essais in situ	70
III. 9. 2 Essais pressiométriques	71
III. 9. 3 Pression limites et modules pressiométriques	71
III. 9. 4 Essais de pénétration dynamique	72
III. 10 Essais de laboratoire	72
III. 10. 1 Essais physiques	72
III. 10. 2 Essais mécaniques	73
III. 10. 3 Essais chimiques	73
III. 11 Fondations de l'ouvrage	73
III. 11. 1 Type et ancrage des fondations	73
III. 11. 2 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements	75
III. 11. 3 Tassements	76
III. 12 Ouvrage d'art pk 12+020	76
III. 12. 1 Essais in situ	76
III. 12. 2 Essais à la standard pénétration test (S.P.T)	77
III. 12. 3 Essais pressiométriques	77
III. 12. 4 Pressions limites et modules pressiométriques	78
III. 12. 5 Essais de pénétration dynamique	79
III. 13 Essais de laboratoire	79
III. 13. 1 Essais physiques	79
III. 13. 2 Essais mécaniques	80
III. 13. 3 Essais chimiques	80
III. 13. 4 Fondations de l'ouvrage	81
III. 14 Ouvrage d'art PK 14+820	82
III. 14. 1 Essais à la standard pénétration test (S.P.T)	82
III. 14. 2 Essais de pénétration dynamique	83
III. 15 Essais de laboratoire	83
III. 15. 1 Essais physiques	83
III. 15. 2 Essais mécanique	84
III. 15. 3 Essais chimiques	84
III. 15. 4 Fondations de l'ouvrage	85
III. 15. 5 Tassements	86
III. 15. 6 Ouvrage d'art PK 17+320	87
III. 15. 7 Essais à la standard pénétration test (S.P.T)	87
III. 15. 8 Essais pénétration dynamique	87

III. 16 Essais de laboratoire	88
III. 16. 1 Essais physiques	88
III. 16. 2 Essais mécaniques	88
III. 16. 3 Essais chimiques	89
III. 16. 4 Fondations de l'ouvrage	89
III. 16. 5 Tassements	90
III. 16. 6 Ouvrage d'art (pont sur oued ain el sefra) PK 21+725	91
III. 16. 6 Essais à la standard pénétration test S.P.T)	92
III. 16. 7 Essais pressiométriques	93
III. 16. 8 Pressions limites et modules pressiométriques	94
III. 16. 9 Essais de pénétration dynamique	95
III. 17 Essais de laboratoire	95
III. 17. 1 Essais physiques	95
III. 17. 2 Essais mécaniques	96
III. 17. 3 Essais chimiques	96
III. 17. 4 Fondations de l'ouvrage	97
III. 17. 5 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements	99
III. 17. 6 Tassements	99
III. 18 Ouvrage d'art PK 22+410	100
IV. 18. 1 Essais pressiométriques	101
III. 18. 2 Pression limites et modules pressiométriques	102
III. 18. 3 Essais de pénétration dynamique	102
III. 19 Essais de laboratoire	102
III. 19. 1 Essais physiques	102
III. 19. 2 Essais mécaniques	103
III. 19. 3 Essais chimiques	103
III. 19. 4 Fondations de l'ouvrage	103
III. 19. 5 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements	104
III. 19. 6 Tassements	105
III. 20 Ouvrage d'art PK 25+860	105
III. 20. 1 Essais à la standard pénétration test (S.P.T)	106
III. 20. 2 Essais pressiométriques	107
III. 20. 3 Pressions limites et modules pressiométriques	107
III. 20. 4 Essais de pénétration dynamique	108
III. 21 Essais de laboratoire	109
III. 21. 1 Essais physiques	109
III. 21. 2 Essais mécaniques	109
III. 21. 3 Essais chimiques : analyse chimique complète du sol	110
III. 21. 4 Fondations de l'ouvrage	110
III. 21. 5 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements	111
III. 21. 6 Tassements	111
III. 21. 7 Conclusion	111
Chapitre 04 :	Dimensionnement d'un corps de chaussée
	112
IV. 1 Introduction	113
IV. 2 Dimensionnement de la chaussée	113
IV. 2 Constitution d'une chaussée : les différentes couches	114
IV. 3 Les différents types de chaussées	115
IV.4 La démarche de dimensionnement	117
IV.4. 1 Les principales méthodes de dimensionnements méthodes	118
IV.4. 2 Renforcement de la chaussée existante	123
	123

Introduction générale

Le domaine du génie civil est un domaine d'activités très large, qui concerne la construction d'ouvrages d'arts de différentes natures et pour différents usages. Parmi ces ouvrages on trouve les routes. La réalisation des projets de construction routière doit respecter des particularités de chaque société ainsi que l'environnement où il est construit. L'ingénieur est appelé à développer sa curiosité pour mieux assurer la stabilité et la durabilité de son ouvrage.

Avant l'appel d'offre pour un projet routier, le maître d'ouvrage (BTP) lance une offre des études, puis il lance une offre d'étude géotechnique, ce travail concernant le laboratoire, il prépare un dossier d'étude géotechnique. Enfin le maître d'ouvrage lance l'offre d'exécution.

Chaque étude géotechnique permettra la sélection de matériaux et le calcul des épaisseurs des couches de la chaussée en fonction de divers facteurs. Les facteurs principaux de conception seront le volume de trafic, l'agressivité du climat et la nature des sols en place, ainsi que leur variabilité. Ces paramètres serviront à quantifier les déformations de la chaussée.

Ce rapport sera consacré à une étude géotechnique du deuxième boulevard périphérique de Mostaganem à deux chaussées unidirectionnelles entre les sablières, mazagan et le carrefour giratoire urgence sur 26KM du PK0+000 au PK 26+000.

Ce projet comporte quatre chapitres :

Le premier chapitre est réparti sur deux volets :

Le premier est consacré à la représentation de la problématique depuis ses origines jusqu'à l'objectif de l'étude et expose le site d'étude dans son contexte géographique, hydrologique et climatique, et le deuxième représente le contexte géologique.

Le deuxième chapitre on présente des matériaux et des dispositifs expérimentaux utilisant : essai Proctor CBR essai de compressibilité par partie à l'odomètre.

Le troisième chapitre c'est le cœur de ce mémoire concerne dix ouvrages d'art projetés sur le long du tracé débutant du PK01+400 au PK25+860 sur 26 KM (STUDIA, HASSI MAMACHE, SAYADA) wilaya de MOSTAGANEM.

Le dernier chapitre sur le Dimensionnement du corps de chaussée.

En fin, ce mémoire se termine par une conclusion générale.

Chapitre 01 :
Présentation technique et géologique du projet

I.1. Introduction :

Ce chapitre présente une généralité relative à la réalisation du deuxième boulevard périphérique de Mostaganem à deux chaussées, unidirectionnelles (CW07 bis) entre les sablettes, mazagran et le carrefour giratoire urgence sur 26KM du PK0+000 au PK26+000.

Il contient une présentation du contexte géographique, hydrologique et climatique. Il nous a permis de connaître la situation géologique de la zone du projet et de mettre en œuvre un programme de reconnaissance géotechnique et de déterminer leurs caractéristiques.

I.2. Cadre de l'étude

I.2.1: Présentation du projet

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire a été élaboré dans le cadre d'un projet relatif à la réalisation du deuxième boulevard périphérique de MOSTAGANEM à deux chaussées unidirectionnelles entre les sablettes, mazagran et le carrefour giratoire urgence sur 26KMS du PK0+000 au 26+000.

C'est le laboratoire des travaux publics de l'ouest (LTPO) qui est chargé de réaliser l'étude géotechnique de ce projet.



Figure I.1 : Vue satellitaire du tracé du deuxième boulevard périphérique de Mostaganem

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

Problématique :

La géotechnique routière est l'application de la géotechnique au domaine routier.

Elle concerne :

- ✓ **Les travaux de terrassement (utilisation du sol comme matériaux de construction en déblai/remblai)**
- ✓ **Les soutènements et stabilisation de talus**
- ✓ **Les fondations des ouvrages d'art**

Pourquoi on fait cette étude ??

- Maîtriser les risques naturels susceptibles d'impacter le projet.
- Optimiser les principes de fondation et éviter les mauvaises surprises en phase projet.
- Garantir un projet.
- Déterminer les causes des désordres apparaissant sur un ouvrage.

L'importance de l'étude géotechnique

Réaliser une étude géotechnique en amont de travaux de construction vous permettra d'amorcer vos travaux en toute sérénité, avec l'assurance d'obtenir une habitation qui perdurera dans le long terme.

Par ailleurs, le choix du type de fondations sera facilité, de même que la détermination de leurs dimensions, étant donné que ces éléments varient selon la nature du sol et de l'environnement.

I.3 Présentation générale de la zone d'étude

I.3.1 Contexte géographique

MOSTAGANEM est située au nord – ouest du pays, elle est délimitée au nord, par la méditerranée et à l'ouest, par la wilaya d'ORAN et à l'est, par la wilaya de CHLEF, au sud par les wilayas de MASCARA et RELIZANE.

Le tracé de l'étude forme un demi cercle qui débute près de l'entrée du village d'OUREAH aux coordonnées UTM (X =231454 / Y=3971735) et prend fin à la sortie de ville de Mostaganem coté SAYADA franchissant la CW7. le tracé traverse oued AIN SEFRA (X=243524.5678 ;y =398043.7579 ; PK :21+725)

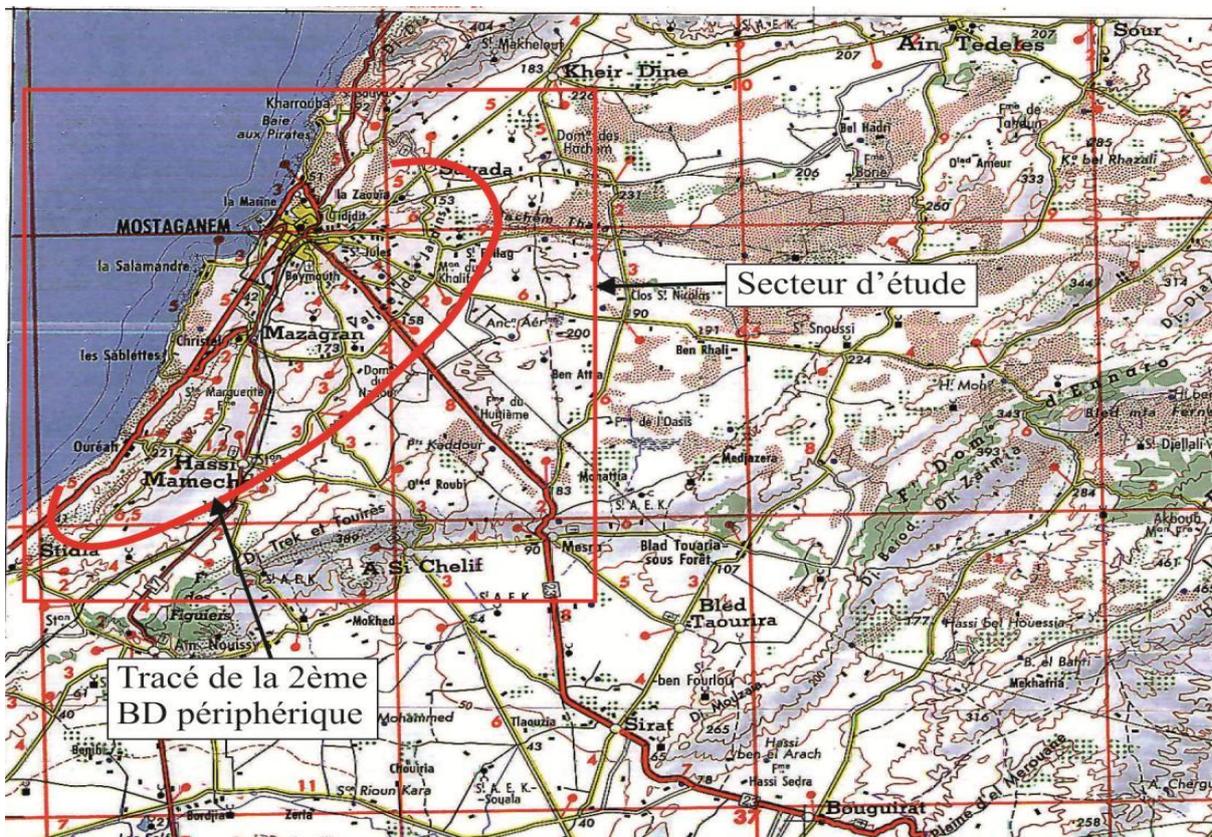


Figure I .2 : situation géographique du secteur d'étude (extrait de la carte topographique de Mostaganem)

I.3.2 Contexte climatique et hydrologique :

La précipitation et la température, sont des paramètres qui agissent sur les formations tendres, tels que les marnes et les argiles qui constituent pour l’essentiel les terrains de la Périphérie externe. Ces derniers, très sensibles à l’eau notamment à l’alternance de période sèches-humides, risquent de créer une instabilité des pentes et par conséquent des mouvements de terrain, menaçant ainsi les infrastructures.

Mostaganem se caractérise par un climat semi aride à hiver tempéré, la pluviométrie varie entre 350 mm sur le plateau et 400 mm sur les piémonts du Dahra. La Température moyenne est de 17.9°.

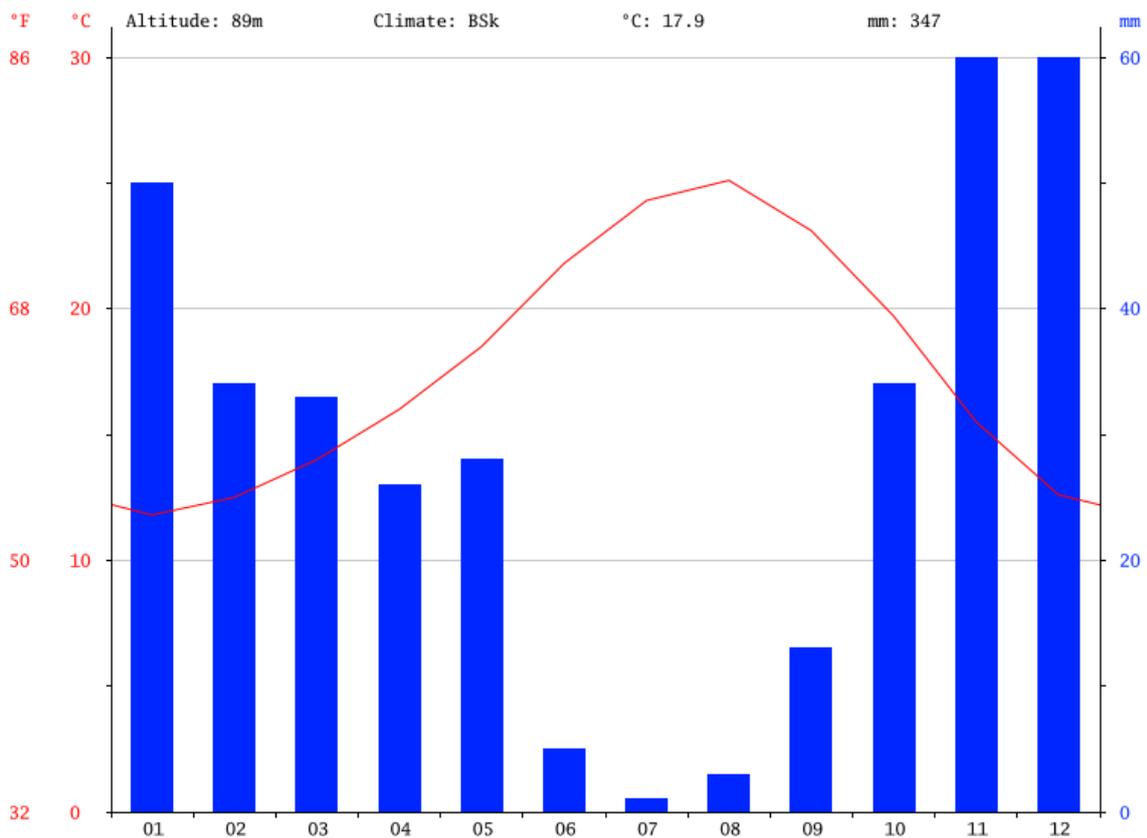


Figure I.3 : Diagramme climatique MOSTAGANEM

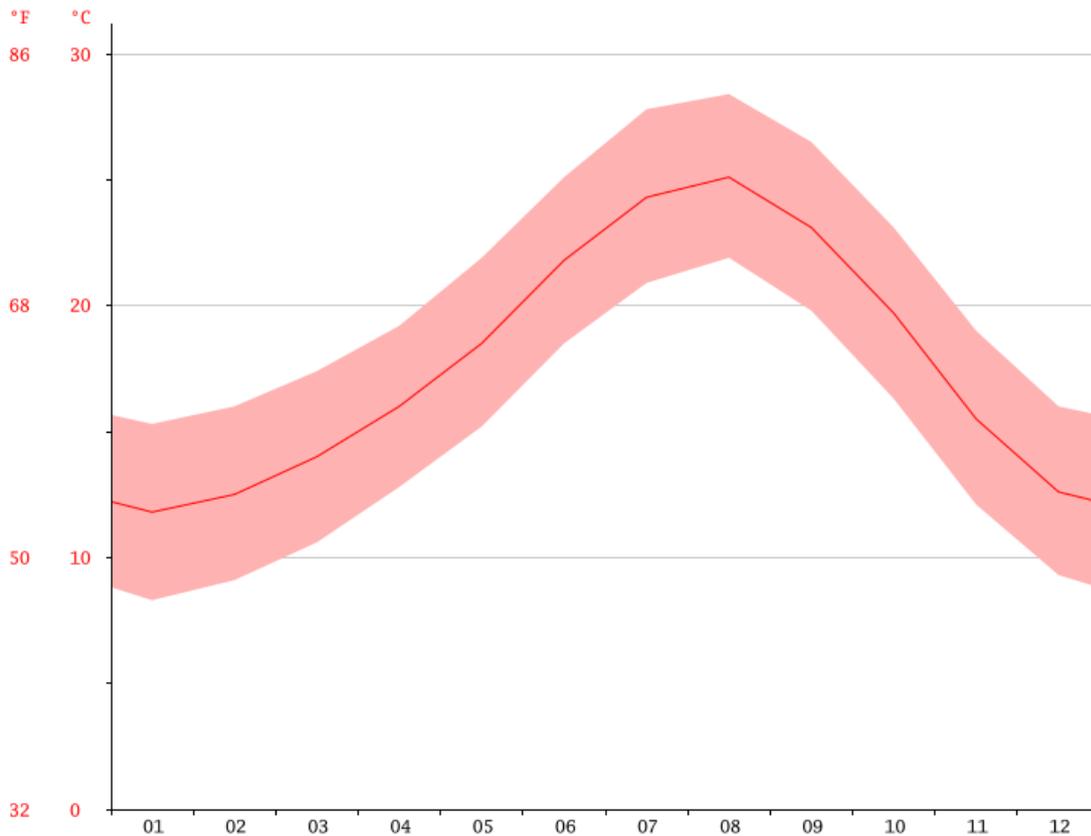


Figure I.4 : courbe de température MOSTAGANEM

I.4 Étude géologique :

L'étude géologique est nécessaire pour déterminer les caractéristiques géologiques (Stratigraphiques, structurelles et hydrogéologiques) du site retenu pour le projet et les problèmes liés à l'instabilité des assises géologiques.

I.4.1 Cadre géologique de la région de Mostaganem

La morphologie de la région de Mostaganem est caractérisée par une vaste dépression qui s'étend du Sud-ouest oranais à la vallée du Chélif, plus à l'Est. Cette dépression est encadrée au Nord par Les massifs du littoral et au Sud par un ensemble de massifs montagneux. Dans la région de Bouguirate et de Sirat, les eaux douces du plateau de Mostaganem (plateau qui occupe une superficie importante dans le Bassin de Chélif) ont constitué jadis dans la zone basse des marécages dont les sols ont été remaniés par l'érosion

Le plateau de Mostaganem est constitué par des rides anticlinales SW-NE, pliocènes et post-pliocènes recouvertes, soit par la lumachelle calabrienne, soit par des dunes. Pendant le Quaternaire les fleuves ont contourné cette région par l'Ouest (Hillil -Mina) et par le Nord (Chélif), et la prédominance de l'infiltration sur le ruissellement dans des terrains très perméables a été la cause de la formation de nombreux bassins fermés. Par ailleurs, les phénomènes de surcreusement n'ont pas eu lieu en l'absence de formations salifères. Enfin, les matériaux très sableux ont été remis en mouvement par le vent à différentes époques.

Sur le plateau de Mostaganem, les formations sableuses dunaires ou gréseuses ont subi au cours du quaternaire un lessivage intense : les horizons de surface ont été remaniés par l'érosion éolienne lorsque le complexe argilo-humique n'a pas joué son rôle agrégateur, des dunes Secondaires se sont formées qui ont empâté les reliefs et qui ont évolué secondairement toujours dans le sens du lessivage. Ces sols sont caractérisés par leur couleur sombre due à l'accumulation des matières organiques et à la prédominance des composés réducteurs. Il s'agit surtout des «sols de marais» qui sont généralement des sols gris à noir, riches en matières organiques, qui occupent

Les bas-fonds du plateau de Mostaganem et sont généralement sableux et peuvent parfois être constitués à partir de matériaux éoliens. Le drainage les améliore nettement.

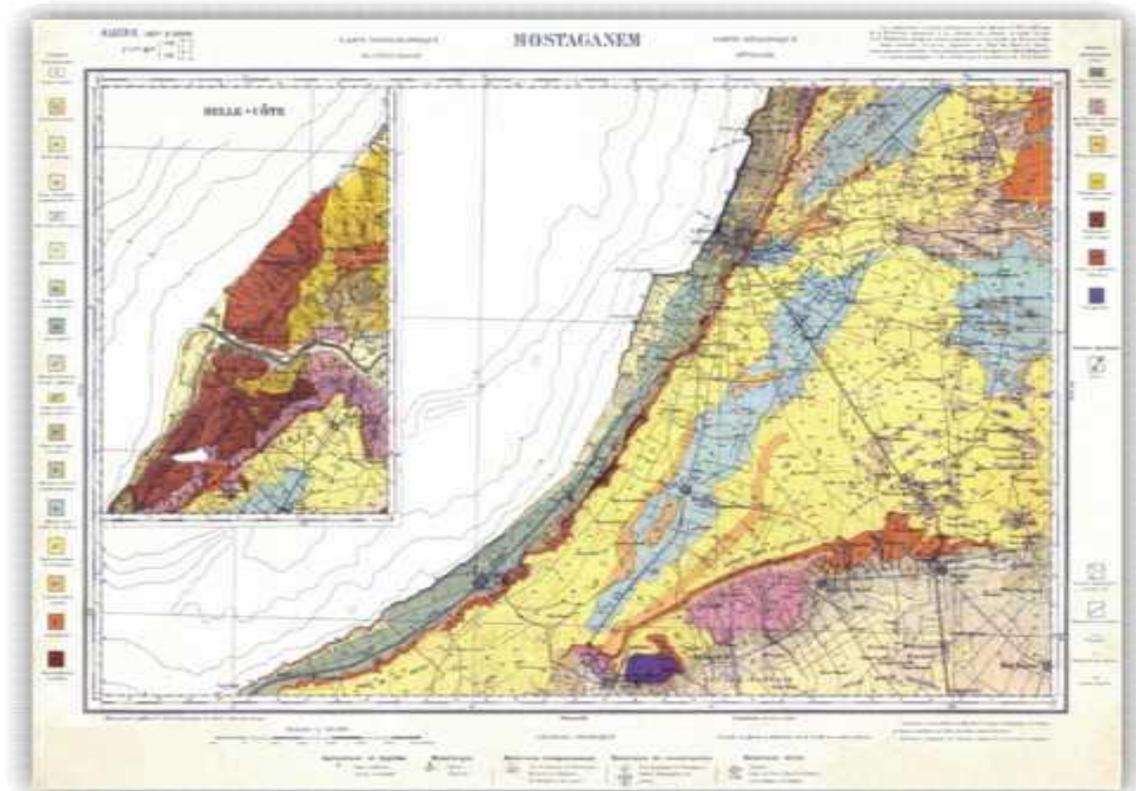


Figure I.5 : carte géologique de Mostaganem

I.4.2 Contexte géologique général :

Le tracé du deuxième boulevard périphérique de Mostaganem traverse de nombreux terrains géologiques, appartenant au domaine géologique du bassin de bas Chélif.

Ils sont constitués par des faciès de lithologie variable (des grès, du sable, des encroutements, d'argiles et de marnes,.....) qui s'étendent du miocène jusqu'au quaternaire.

Les formations rencontrées sur l'assiette des terrains étudiés situés sur le plateau de Mostaganem, sont citées ci-dessous:

- Une formation de grès à hélices d'âges quaternaire.
- Une formation des sables dunaires d'âges quaternaire.
- Une formation de marnes blanchâtre d'âge miocène.
- Une formation de marnes sableuses fossilifères d'âge pliocène (SC01 PK 4+560 au- de la de 7m)

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique de projet

- Une formation de grés d'âge pliocène.
- Une formation de sable du plateau de Mostaganem.
- Une carapace gréso-calcaire d'âge pliocène.
- Des alluvions quaternaires constituées par des argiles limoneuses.

I.4.3 Géologie du secteur d'étude

Suivant les sondages carottés et les puits réalisés sur le secteur étudié, les formations géologiques rencontrées sur le terrain sont représentées comme suit:

1- La formation de grés à hélices

Elle est représentée par des grés beiges durs, alternés de fines couches de sable et décelée au droits du puits p1 (pk0+370).



Figure I.6 : vue panoramique d'une partie du tracé)

2- La formation des sables dunaires

Cette formation est caractérisée par des sables brunâtres fin, mise en évidence par le sondage n°1 (passage a faune Stidia (pk1+400)).



Figure I.7 : Autre vue panoramique d'une partie de tracé

3- La formation du sable de plateau de Mostaganem

Ce faciès géologique est représenté par des sables, des grès à ciment calcaire et intercalé, par endroits, par des encroutements grésocalcaires durs, mise en évidence au droit du puits n°2 PK (02+150), du puits n°3 PK 03+270 et les SC1, SP1(4+560).



Figure I.8 : vue panoramique différente d'une partie de tracé

4- Une carapace gréso-calcaire d'âge pliocène :

Cette formation est formée par des encroutements gréso - calcaire de couleur rose, beige ou blanchâtre.

Elle affleure, par exemple, dans les premiers mètres des sondages SC1 de Hassi - Mamèche (PK6+640) et SC1 de SAYADA (PK6+640).



Figure I.9: vue panoramique d'une partie de tracé

5- La formation des alluvions quaternaires :

Ces alluvions quaternaires sont caractérisées par des argiles limoneuses et des sables fins, décelés dans les sondages de sayada SC1, SC2 et SP1 (PK;25+860).



Figure I.10: vues panoramiques d'une partie de tracé

I.5 Prospection géotechnique du projet

L'objectif attendu par le programme de reconnaissance géotechnique est :

- D'identifier et de caractériser les sols de tracé.
- D'identifier et de caractériser les sols à utiliser pour la chaussée.
- De définir les caractéristiques de portance de la plate forme de la chaussée.
- De dimensionner les différentes couches de chaussée (structures de chaussée).
- De dimensionner les fondations des ouvrages (étude fondation).

➤ *Les moyens de reconnaissance du sol pour l'étude d'un tracé routier sont essentiellement :*

- L'étude des archives et documents existants
- L'aperçu visuel du terrain et les essais in-situ
- Les essais de laboratoire.

➤ *Essais in situ :*

Le programme d'investigation géotechnique défini par le bureau d'études (S.E.T.S) et mené par le LTPO est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau I. 1 : Principaux essais in situ et normes

Désignation des essais	Normes utilisées
Sondage carottés	-----
Sondages pressiométriques	-----
Essais pressiométriques	NF P94-110
Mesures piézométriques	NF P94-157-1
Prélèvement des sols et des roches	XP P94-202

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

➤ *Essais de laboratoire :*

Les principaux essais à effectuer au laboratoire sont présentés par le tableau ci-dessous.

Tableau I. 2 : Principaux essais à effectuer au laboratoire

Essais Physiques (Identification)	
Désignation des essais	Normes utilisées
Teneur en eau naturelle	NF P 94-050
masse volumique des particules solides des sols	NF P 94-054
Masse volumique des sols fins	NF P 94-053
Limites d'atterberg	NF P 94-051 ou NF P 94-052-1
Analyse granulométrique (tamisage à sec)	NF P 94-056
Analyse granulométrique (par sédimentométrie)	NF P 94-057
Teneur en carbonates	NF P 94-048
Essais Mécaniques	
Désignation des essais	Norme utilisées
Essai œdométrique	XP P 94-090-1
Cisaillement direct	NF P 94- 071-1
Résistance à la compression Simple RC	NF P 94-077
Essais Chimiques	
Essais	Normes
Analyse chimique complète	NA 16002 (2007)

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

Les dix ouvrages d'art concernés par la présente étude (STIDIA – HASSI MAMECHE- SAYADA) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I. 3 : Principaux ouvrages du tracé

Type d'ouvrage	Point kilométrique	Sondage carotté	Cordonnées UTM	Sondages pressiométriques	Coordonnées UTM
Passage à faune	PK 01+400	SC.1	X=231058 Y=3970795	-	- -
Passage inférieur	PK 04+560	SC.1	X=233117 Y=3969326	SP.1	X=233145 Y=3969305
Passage agricole	PK06+640	SC.1	X=234826 Y=3969413	-	- -
Passage agricole	PK09+260	SP.1	- -	SP.1	X=236529 Y=3971297
Passage supérieur	PK12+020	SC.1 SC.2	X=238245 Y=3973214 X'=238255 Y'=3973191	SP.1	X= 238235 Y=3973237
Passage agricole	PK14+820	SC.1	X=239974 Y=3975325	-	- -
Passage agricole	PK17+320	SC.1	X=241061 Y=3977354	-	- -

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

Pont sur oued Ain El-Safra	PK21+725	SC.1	X=243523 Y=3980398	SP .1	X=243524 Y= 3980456
		SC.2	X'=243524 Y'=3980432	SP .2	X'=243524 Y'=3980465
Passage supérieur	PK22+410	-	- -	SP.1	X=243456 Y=3981122
Passage supérieur	PK25+860	SC .1	X=240824	SP.1	X=240824 Y=3982748
		SC.2	Y=3982777 X'=240815 Y'=3982800		

Ce lot concerne les zones de franchissement et la campagne de reconnaissance a pour but de définir les modes de fondation des ouvrages d'art projetés.

Pour cette étude, nous avons procédé à la réalisation de dix-huit (18) sondages (carottés et pressiométriques) de 10 m, 15m, 20 m et 25.0 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons pour des essais au laboratoire.

Des essais de SPT (standard pénétration test) réalisés à différents niveaux des formations sableuses rencontrées aux droits des sondages carottés, à raison d'un essai tous les 2.00 m à partir de 2.00 m du T/N jusqu'à la fin des sondages.

Dans chaque sondage pressiométrique, une série d'essais a été réalisée, à raison d'un essai pressiométrique tous le 1.50/2.00 m à partir de 2.00 du T/N jusqu'à la fin des sondages et cela quand les formations en place le permettaient.

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

Ces travaux ont pu être réalisés grâce à une machine de forage. Les essais pressiométrique Ø 60 mm et une foreuse de marque TEREDO.

De plus, les sondages carottés ont été équipés de piézomètres à simple tube (PVC) perforé Ø 32mm sur différentes profondeurs afin de suivre et contrôler une éventuelle présence d'eau dans le sol.

Des essais de pénétration dynamique, poussées jusqu'aux refus, au droit de chaque sondage (carotté et pressiométrique) au moyen du pénétromètre dynamique automatique lourd.

L'implantation des puits de reconnaissance a été réalisée conformément au programme établi par le BET S.E.T.S (SETIF).

➤ *Les différents essais ayant été utilisés pour acquérir les caractéristiques géotechniques de la plate-forme*

Les puits de reconnaissance creusés à ciel ouvert, réalisés à l'aide d'une pelle mécanique jusqu'au refus ou stoppée à 3.00 m de profondeur avaient pour objectif :

- la détermination des agencements lithologiques des strates rencontrées.
- la prise des échantillons remaniés en vue des essais de laboratoire.

D'autre part, des densités in situ et des teneurs en eau ont été mesurés au droit de chaque puits à l'aide du gamma densimètre.

Les coordonnées de chaque puits de reconnaissance ont été levée au GPS en coordonnées UTM.

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

Tableau I. 4 : Principaux puits de sondages

Les puits	Point kilométrique	Coordonnées UTM	
		X	Y
N°	PK		
P.01	0+370	231454.0666	3971735.2601
P.02	02+150	230906.3068	3970095.4110
P.03	03+270	231847.0930	3969630.9510
P.04	05+470	233811.1202	3968878.1453
P .05	11+800	238041.4178	3973131.4543
P .06	12+600	238761.6602	3973516.9462
P.07	13+970	239567 .2741	3974545.7947
P.08	17+850	241176.9489	3977859.7816
P.09	19+820	242482.7349	3979100.8987
P.10	25+150	241525.5563	3982793.0551
P.11	26+520	240270.7066	3982419.7360
P.12	28+500	238827.9616	3981138.3773

➤ *Lot route (puits de reconnaissance) :*

Le lot route (plate forme) a été étudié moyennant des puits de reconnaissance creusés à ciel ouvert. Douze (12) puits ont été creusés jusqu'aux refus ou à 3.00 m de profondeur.

Pour chaque puits creusé, une stratigraphie a été réalisée avec un prélèvement d'échantillon sur 0.80 à 1.70m de profondeur pour des essais au laboratoire.

Tableau I. 5: Résultats des essais au laboratoire sur les puits de reconnaissances

Puits	Pk	Profondeur (m)	Classe du sol selon GTR	Nature
P01	0+370	0.00 à 0.50 0.50 à 2.90	S3	-Terre végétale. - sable beige à brunâtre fin, concrétionné et renfermant des concrétions gréseuses vers la base.
P02	02+150	0.00à0.40 0.40à1.70 1.70 à1.80	S3	-Terre végétale sable beige à brunâtre fin, concrétionné et renfermant des concrétions gréseuses vers la base. -Grés beige à grains fin dur, à ciment calcaire par endroits.
P03	03+270	0.00à0.90 0.90à1.30 1.30à1.60		-Terre végétale -Sable limoneux -Encroutement grésocalcaire rose beige dur
P04	05+470	0.0 A0.50 0.50 à0.70 0.70à1.10		-Terre végétale sable limoneux brun rougeâtre. -Encroutement grésocalcaire rose beige dur.
P05	11+800	0.00à0.30 0.30à0.40		-Terre végétale. -Encroutement grésocalcaire rose beige dur
P06	12+600	0.00à0.20 0.20à0.40 0.40à1.40	S3	-Terre végétale. -Sable limoneux brun rougeâtre. -Sable beige à brunâtre fin, concrétionné et renfermant des concrétions gréseuses vers la base.

P07	13+970	0.00à0.60 0.60à1.10 1.10à1.30	S1	-Terre végétale. -Sable limoneux brun rougeâtre, renfermant des fragments d'encroutement. -fragments encroutement grésocalcaire rose beige dur.
P08	17+850	0.00 à 0.10 0.10 à 1.20		-Terre végétale. -Encroutement grésocalcaire beige dur.
P09	19+820	0.00à0.10 0.10à1.20		-Terre végétale -Encroutement grésocalcaire beige dur
P10	25+150	0.00à0.60 0.60à1.40 1.40à1.70	S4	-Terre végétale -Argile limoneuse brun rougeâtre, plus ou moins encroutée vers la base -Fragments d'encroutement grésocalcaire rose beige dur
P11	26+520	0.00à0.60 0.60à1.20 1.20à 3.00	S4	-Terre végétale+remblai -Argile limoneuse brun rougeâtre -Argile brunâtre sableuse, fortement concrétionnée, compacte vers la base
P12	28+500	0.0 à 0.40 0.40 à 3.00	S3	-Terre végétale -Sable beige à brunâtre fin, légèrement concrétionné

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

➤ Essais de laboratoire :

Les caractéristiques physiques et mécaniques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I. 6 : Résumé des résultats d'essais de laboratoire

Puits	% Fines <80µm	W _{NAT} (%)	W _{OPM} (%)	ES (%)	IP (%)	WL (%)	Y _d _{OPM} T/m ³	CBR à 100% Imbibé	CBR à 100% Immédiat	VBS (gr /100g)	SO4 (mg /kg)
P01	23	20.3	6.80	14.40	N.M	14.9	1.99	10.00	58.1	0.30	NUL
P02	00	21.4	6.80	68.60	N.M	N.M	1.96	6.00	44.60	0.24	NUL
P06	10	16.9	6.40	15.70	N.M	18.3	1.88	10.20	20.60	0.51	NUL
P07	20	26.0	9.20	12.70	21.4	47.5	2.03	30.70	59.60	0.65	NUL
P10	23	41.2	14.00	8.70	19.6	43.1	1.93	3.80	42.30	0.33	NUL
P11	59	30.6	12.20	3.80	20.5	41.3	1.94	1.60	57.50	0.99	NUL
	52	32.8	14.00	6.40	29.00	57.5	1.93	2.80	24.8	0.92	
P12	07	13.9	6.40	27.10	N.M	14	1.86	6.80	18.40	0.24	NUL

➤ Interprétation :

Le tracé du PK0+000 à PK26+000 ne semble pas présenter de risques apparents d'instabilité naturelle liés à des problèmes de glissement dans son état actuel toutefois le tracé traversant une constitution argileuse à sableuse, des risques d'érosion, d'inondation et d'aléas retrait-gonflement en certains points sont à craindre.

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

Les sols de la plate forme du lot route du tracé (du PK0+000 au PK26+000) sont constitués généralement de sols fins sables limoneux, et argiles limoneuses.

Au vu de l'analyse des résultats du profil en long géotechnique, la solution technico-économique la plus favorable serait d'adopter une plate-forme de classe de portance S1 ou S2. Tous les sols de la classe de portance S4 ou S3 éventuels seront donc purgés et substitués pour ramener toute la plate-forme à la classe S1 ou S2. de même les remblais seront couronnés par une plate-forme de classe de portance S1 ou S2 pour uniformisation.

La classe de portance des sols de plate-forme naturelle varie de S1 à S4. La solution technico-économique la plus favorable pour le dimensionnement de la chaussée, serait d'adopter une plate-forme de classe de portance S1 ou S2. Dans ces conditions, les sections du tracé où les sols de plate-forme naturelle sont de classe de portance supérieure à S2, feront l'objet de traitement en vue de disposer d'une plate-forme reconstituée améliorée de classe S2.

Pour ce faire, au niveau des sections du tracé où les sols de plate-forme naturelle sont de classe de portance supérieure à S2, on procédera à une reconstitution par la mise en place d'une couche de forme en matériau de classe S2 sur une épaisseur minimale de 60 cm en vue d'obtenir une plate-forme améliorée de classe S2.

Le long des voies projetées, les terrassements seront exécutés de sorte à disposer d'une plate-forme de qualité minimale S2 ($15 < I_{CBR} < 30$ à 100% de l'OPM). Dans ce but, la méthode de terrassement suivante sera mise en œuvre :

- les terres végétales seront décapées sur toute leur épaisseur.
- les sols de mauvaise qualité seront substitués par au moins 50 cm de matériaux de couche de forme de qualité S2.
- Les sols de $CBR < 5$, seront substitués par 60 cm de matériaux de couche de forme.
- La présence des arbres nécessite leur abattage, voire leur dessouchage ce qui provoquera le remaniement des sols en surface et jusqu'à des profondeurs importantes.
- La terre végétale décapée ne peut servir uniquement qu'à l'aménagement paysager réalisé à la fin des travaux.

Chapitre 01 : Présentation technique et géologique du projet

-L'imbibition de la plateforme est donc la cause principale de perte de portance des sols. il est important d'empêcher que le corps de chaussée et la plateforme atteignent un degré de saturation complet, à la suite d'infiltration des eaux de pluie à travers le revêtement.

-Pour cela, les fossés gauche et droit seront réalisés de sorte à ce que la coté du fil d'eau soit sous le niveau de la plate forme naturelle (sol support).

I. 6 Conclusion :

Le présent chapitre a concerné la présentation de données relatives au projet étudié. Quelques informations nécessaires ont été traitées, en partant de la situation géographique de la ville de Mostaganem à la zone du tracé étudié.

Il a aussi regroupé tous les résultats obtenus au terme des investigations géotechniques et leurs interprétations ainsi que le dimensionnement conséquent dans ce tracé.

Chapitre 02 :

Matériaux et matériels utilisés

II .1 Introduction

L'approche géotechnique a pour objectif de l'étude des propriétés mécaniques, physiques et hydrauliques des sols par diverses méthodes d'investigation in situ et au laboratoire. Les dispositifs expérimentaux et les procédures adoptées dans cette étude sont abordés brièvement dans ce mémoire. Pour plus de détail, il est indispensable de se référer aux Normes en vigueur citées dans ce qui suit.

II .2 Les principaux essais effectués sur le tracé

Afin de déterminer les caractéristiques des échantillons et leurs comportements mécaniques, plusieurs types d'essais ont été effectués dont les principaux sont:

a) Les essais d'identification :

Ils sont consacrés à la caractérisation des sols, c'est-à-dire à la description de la composition des sols et à la détermination de leurs propriétés physiques.

La détermination de ces caractéristiques constitue une des premières étapes de la campagne de reconnaissance géotechnique.

Les essais d'identification permettent de déterminer à quelle famille de terrains appartient le sol et peuvent donner des informations, par corrélations, sur certaines de ces propriétés hydrauliques et physiques. On cite l'analyse granulométrique, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, et l'essai de bleu de méthylène.

Les essais mécaniques : permettent de simuler le comportement mécanique du massif de sol, lorsqu'il est soumis à différentes sollicitations, pouvant ainsi le déformer au cours du temps.

Les essais géotechniques routiers sont utilisés pour le dimensionnement des structures des chaussées et l'orientation des travaux de terrassements, en déterminant les caractéristiques de portance.

Ceci dit, et d'autres essais ont été réalisés par le service technique de Laboratoire Publique d'Essai et d'Étude et sont en fait des essais de reconnaissance sur place sont très diversifiés et couramment utilisés dans les études de fondation en vue d'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés.

b) Essai in situ : Le pressiomètre :

L'essai pressiométrique mis au point par Louis Ménard en 1955(Fig..1), consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique à une profondeur donnée dans un forage exécuté au préalable, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol.

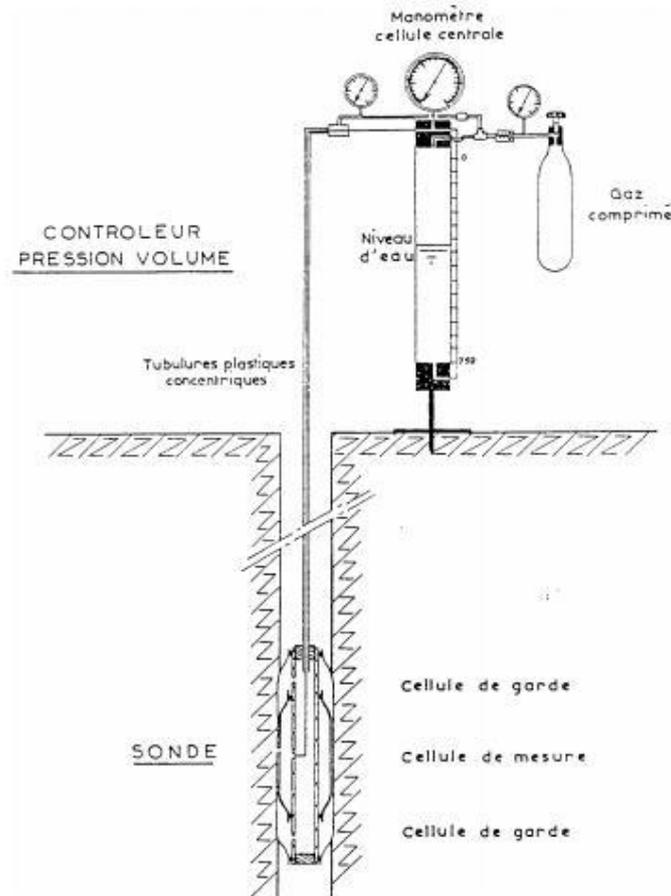


Figure II.1 : Schéma de principe du pressiomètre (Ménard, 1955)

Il permet d'obtenir une relation entre contrainte (pression appliquée) et déformation (Variation du volume d'eau dans la sonde). Du fait les variations de volume de la sonde au contact avec la cellule pressiométrique sont égales aux variations du volume de sol. Elles sont déterminées en fonction de la pression radiale appliquée au sol, que l'on augmente par paliers.

Sous chaque palier de chargement, les variations du volume au bout de 15,30 et 60Secondes sont mesurées et notées (Fig.II.2).

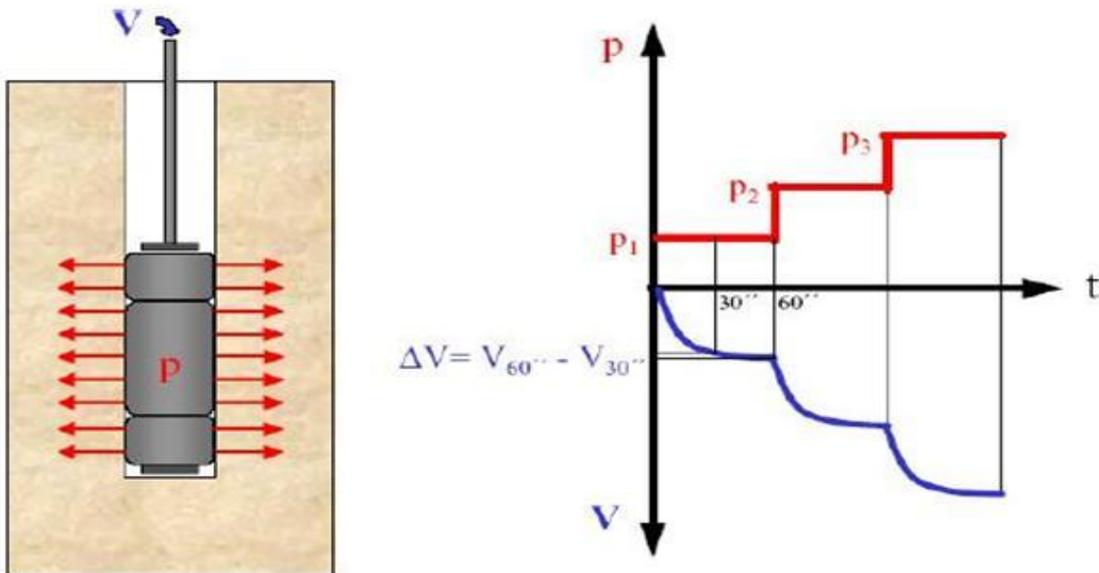


Figure II.2 : Principe de fonctionnement de la sonde (extrait, ARVOR géotechnique).

L'essai continue jusqu'à atteindre la pression limite, définie ci-après. Cependant, la norme stipule de finir l'essai s'il comporte au moins 8 paliers de pression et si une des conditions suivantes est vérifiée ; le volume d'eau injectée a atteint le double de celui du début de la phase pseudo-élastique, environ 550 cm et la pression dans la sonde atteint 50 bar.

On se propose dans ce qui suit d'exposer sommairement l'appareil pressiométrique ou Pressiomètre Ménard selon les normes françaises NF P 94-110.

L'appareil standard est constitué des éléments suivants :

- Un contrôleur pression-volume (CPV) ; Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci, grâce à des tubulures de connexion. La variation de volume est suivie depuis la surface par un réservoir d'eau et gradué ;
- Une sonde tri-cellulaire : elle est composée de trois cellules, Une cellule de mesure centrale, exerçant une pression radiale sur la paroi du forage et deux autres cellules de gardes.
- Des tubes de connexion reliant le CPV à la sonde.

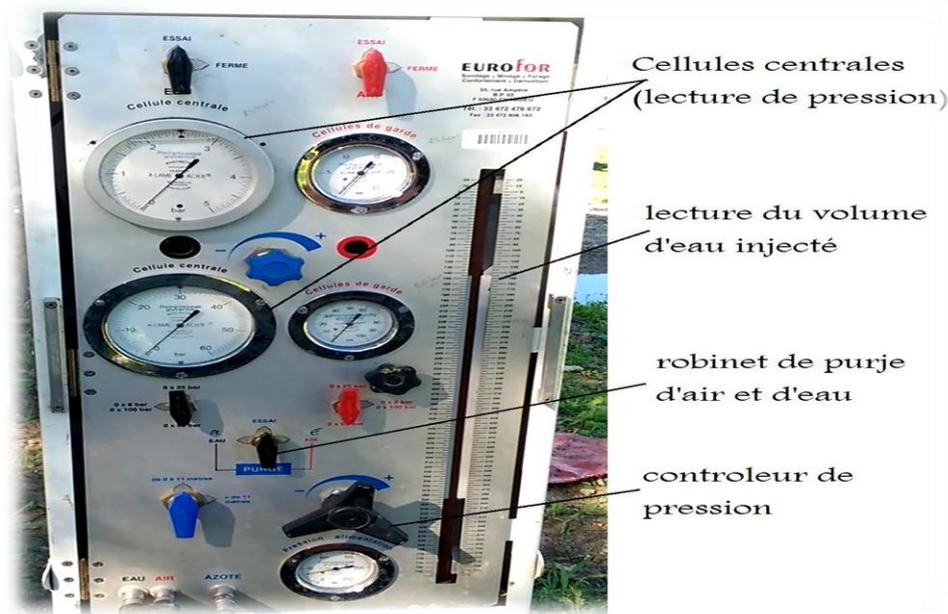


Figure II.3 : illustration photographique du contrôleur volume-pression : CPV.

c) Expression des résultats :

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumétrique du sol en fonction de la contrainte appliquée $V=f(P)$. La courbe se décompose habituellement en trois phases à partir desquelles on peut déterminer dans la 1^{ère} phase, dite phase de recomparaisons du sol, elle résulte de l'expansion de la membrane jusqu'au moment où celle-ci vient épouser le contour du trou foré préalablement. D'après Fawaz et Baguelin, (1993) définissent P_0 , la pression lue sur la Courbe pressiométrique qui correspond au volume V_0 comme le début de la partie linéaire sur cette courbe.

La deuxième phase dite pseudo-élastique: caractérisée par une réponse approximativement linéaire du sol. La pression atteinte à la fin de cette phase est la pression de fluage (P).

Une troisième phase: décrite par une forte non-linéarité de la courbe d'expansion due à la mise en plasticité du sol. Pour les très grandes déformations, la pression tend vers une valeur limite. C'est la pression limite, notée (P), définie comme l'asymptote de la courbe Pressiométrique quand le volume tend vers l'infini.

En pratique il est difficile, voire impossible, d'accéder à cette valeur de la pression ; la pression limite est alors définie comme la pression provoquant le doublement du volume initial de la sonde (Fig. II.4).

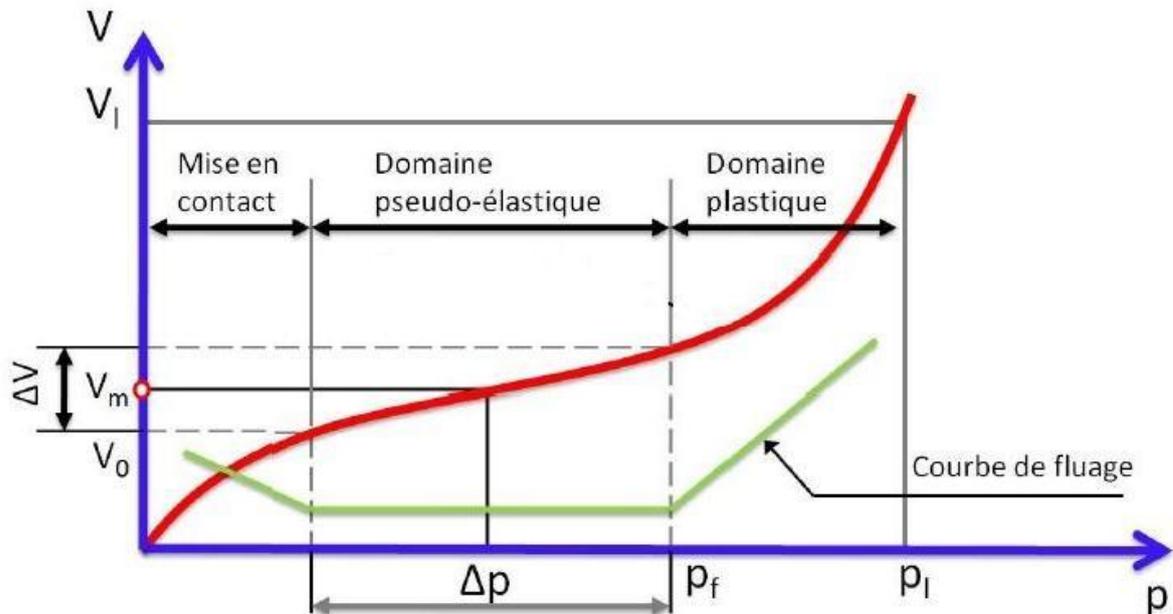


Figure II.4 : Courbe pressiométrique (Hassan 2011)

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette évolution, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique EM, définie par la relation ci-après :

$$EM = \frac{2(1+\vartheta) \left(v_s + \frac{v_0 + v_1}{2} \right) (p_1 - p_0)}{(v_1 - v_0)}$$

Avec :

V_s : volume conventionnel de la cellule ;

ϑ : est le coefficient de Poisson pris conventionnellement égal à 0,33 ;

(P0, V0) et (P1, V1) : sont respectivement les points du début et la fin de la phase pseudo-élastique. Le module EM est exprimé en méga pascals (MPa).

II .3 Essais de laboratoire

II.3.1 : Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant un échantillon donné. Elle comprend deux opérations : le tamisage et la sédimentométrie. Dès lors la méthode utilisée dans cette manipulation est le tamisage.

➤ Expression des résultats :

Le Refus de chaque tamis sont pesés et notés : R

Pourcentage de refus cumulés sur chaque tamis, exprimé en (%), par la formule suivante :

$$(R_i / M_i) \times 100$$

Avec :

M_i : Masse sèche en gramme ;

R_i : Masse refus cumulés d'un tamis en gramme.

Pourcentage tamis cumulé, exprimé en (%), par la formule suivante :

$$(1 - R_i / M_i) \times 100$$

L'essai permet d'obtenir une courbe granulométrique, dont l'axe des ordonnées, représente le pourcentage pondéral des tamis cumulé, tandis que l'axe des abscisses, représente la dimension des ouvertures des tamis, à échelle logarithmique.

II .3.2 Les limites d'Atterberg :

L'aptitude d'un volume de sol de se tenir seul, est directement influencé par sa teneur en eau, qui par conséquent contrôle sa consistance.

En effet, en diminuant de façon progressive la teneur en eau, un sol fin passe en générale par trois états: état liquide, état plastique, état solide. L'état liquide est caractérisé par une cohésion très faible. Le sol présente l'aspect d'un fluide. À l'état solide, le sol présente une cohésion importante, cependant le comportement intermédiaire aura des propriétés plastiques.

L'agronome suédois ATTERBERG a proposé un mode opératoire permettant de définir avec précision les teneurs en eau limites pour qualifier ces différents états, ainsi d'estimer l'étendue du domaine de plasticité du sol.

- La limite de plasticité WP: qui sépare l'état plastique de l'état solide ;
- La limite de liquidité WL : qui sépare l'état plastique de l'état liquide ;
- Indice de plasticité IP: il donne l'étendue, en teneur en eau, de la plage de plasticité du sol.



Figure II.5: appareil de Casagrande

➤ Expression des résultats :

La limite de liquidité W_L : est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture de 1cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. Elle est calculée à partir de la droite moyenne ajustée sur les coups de valeurs expérimentales (nombre des chocs, teneur en eau).

La limite de plasticité W_P : est la teneur en eau conventionnelle, pour laquelle l'échantillon roulé sous forme d'un fuseau se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long où son diamètre atteint $3\text{mm} \pm 0.5$. Elle est calculée à partir de la moyenne des teneurs en eau obtenues à partir des deux pourcentages (Fig. II.6).



(a) Rouleau fissuré de 3.5 mm de diamètre. (b) Rouleau fissuré de 10 cm de longueur.

Figure II.6 : détermination de limite de plasticité

L'indice de plasticité I_P : Différence entre limite de liquidité et la limite de plasticité :

$$I_P = W_L - W_P$$

II .3.3 Valeur en bleu de méthylène :

L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les différents

Chapitre 02 :

Matériaux et matériels utilisés

types d'argiles présentes dans un échantillon donné et qui sont fortement sensible à ce dernier.

L'essai consiste à introduire dans un échantillon des quantités croissantes de bleu de Méthylène, par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées.



Figure II.7 : appareillage de l'essai bleu de méthylène

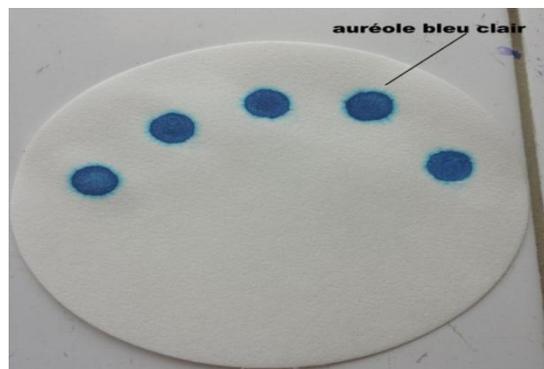


Figure II. 8 : tache avec auréole bleu clair exprimant le teste positive de l'essai bleu méthylène.

La validité du teste est exprimée à l'aide d'une goutte de prélèvement déposé sur un papier filtre et entourée d'une auréole bleu clair (Fig.III.8).

➤ **Expression des résultats :**

Masse sèche de la prise d'essai m_0 :

$$m_0 = \frac{m_1}{1 + \frac{w}{100}}$$

Avec :

W: teneur en eau ;

M1: masse humide de l'échantillon ;

Masse de bleu: $B=V \times 0,01$

Où

V : volume totale de solution de bleu ;

Pour les matériaux dont le D max est inférieur à 5mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = 1 + \frac{B}{m_0} \cdot 100$$

Pour les matériaux dont le D max est supérieur à 5mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = 1 + \frac{B}{m_0} \cdot c \cdot 100$$

VBS est exprimée sans unité.

II .3 .4 Essai de compressibilité par paliers à l'œdomètre :

L'essai oedométrique, introduit au début du vingtième siècle dans la pratique de la Mécanique des sols, est de loin l'essai le plus utilisé dans les études géotechniques de sols, vulnérables à une telle déformation, sous l'effet de plusieurs sollicitations ; c'est ainsi que cet essai permet de simuler le comportement mécanique d'un sol soumis à une augmentation de contraintes.

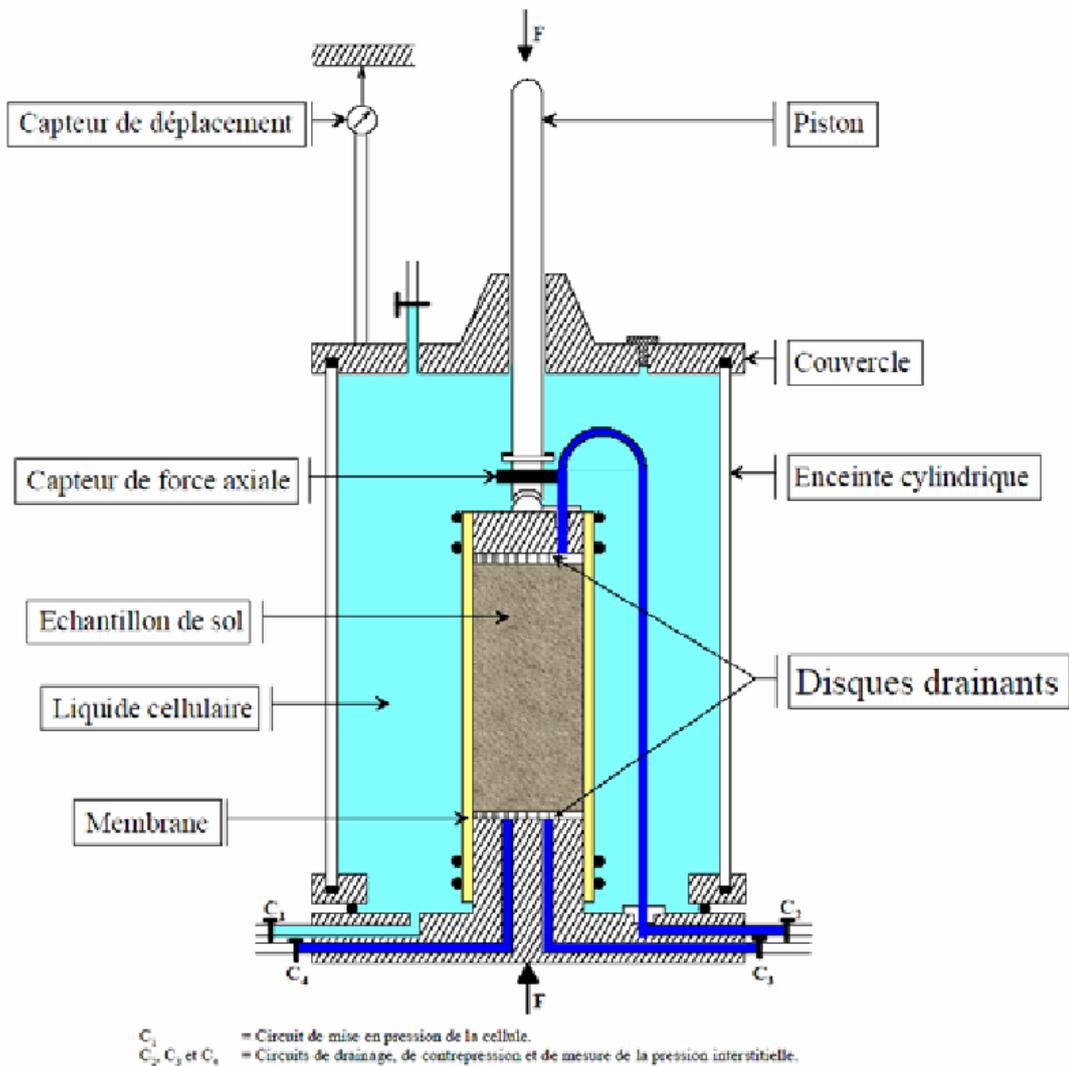


Figure II.9 : Coupe schématisé de la cellule œdométrique (Arbet, 2010)

Au laboratoire, l'essai œdométrique traduit les conditions de déformation des sols ; en appliquant des charges sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit

Dans l'anneau de l'œdomètre. Les pressions de ces charges sont transmises par l'intermédiaire d'un piston, lié directement à l'échantillon.

Les charges appliquées sont verticales (les déformations latérales étant empêchées), la cellule œdométrique (Fig. II.9), étant drainée du haut en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

Chapitre 02 :

Matériaux et matériels utilisés

Les charges sont effectuées d'une manière progressive : on applique une charge, on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis on applique une charge plus forte et l'on recommence les observations, etc. (Fig.II.10).

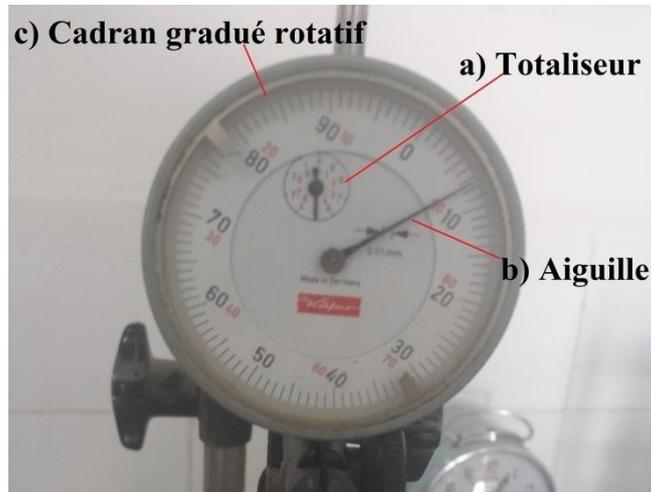


Figure II.10: Comparateur de mesure

- a) Indique le nombre de tours effectués par l'aiguille, chaque tour d'aiguille exprime 1mm.
- b) Lecture de graduation 0.01mm.

L'œdomètre usage repose sur le mode de chargement par poids, cependant les autres systèmes de la mise en charges (pneumatiques et hydrauliques) ne sont pas réalisés dans ce mémoire (Fig.II.11).



Figure II.11 : Appareillage de l'essai de compressibilité par palier à l'œdomètre

➤ *Expression des résultats :*

La courbe de compressibilité oedométrique est la courbe continue qui relie les points expérimentaux d'une mesure réalisée conventionnellement, représentés dans le diagramme(e, log(s)) en échelle semi-logarithmique, e étant l'indice des vides de l'éprouvette à la fin du palier de chargement sous s (Fig. II .12).

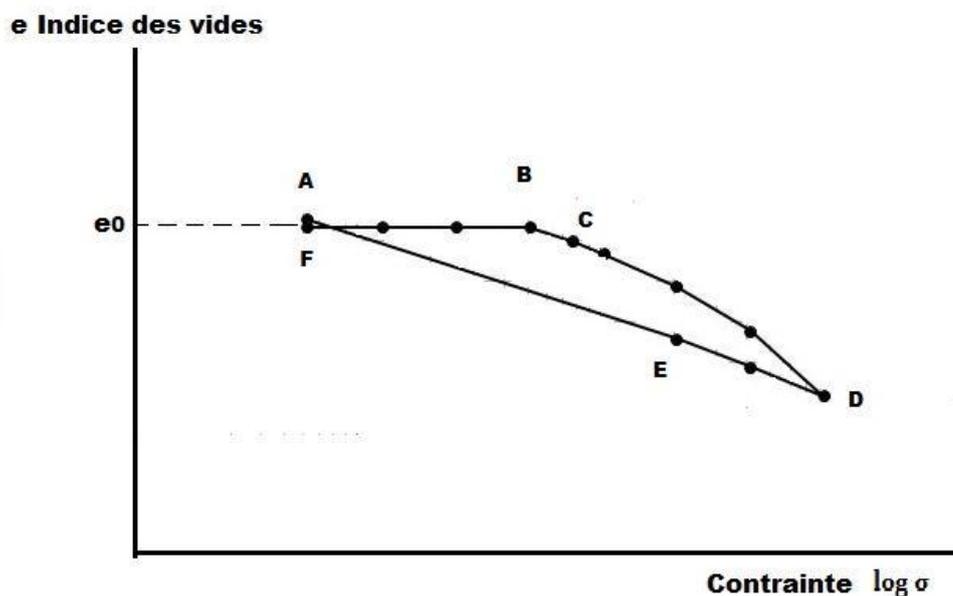


Figure II.12 : Courbe de compressibilité œdométrique

Calcul de l'indice des vides (e) :

$$e = \frac{H - SP - HP}{HP}$$

Avec :

H : hauteur initial de l'échantillon pris conventionnellement égale à 2 cm ;

Sp : Valeur de tassement, exprimé en (cm) ;

HP : Hauteur des pleins, exprimés en (cm) ; $HP = \frac{M_s}{P_{s,s}}$

Avec :

M_s : Masse du sol sec, obtenu par étuvage en de l'éprouvette en fin de l'essai ;

ρ_s : Masse volumique des grains solides, prise conventionnellement égale à 2,7 g/cm

S : section de l'éprouvette

La courbe de compressibilité oedométrique, permet de déterminer quelques paramètres mécaniques du sol liés à la compressibilité ; indice de compression **Cc** et indice de Gonflement **Cg**. Ces paramètres sont déterminés graphiquement sur la courbe decompressibilité.

Indice de compression **Cc** ; on appelle indice de compressibilité **Cc** la pente de partie CD de la courbe de compressibilité oedométrique (Fig.II.12), Il est sans dimension, soit :

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \Leftrightarrow c_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'}{\sigma_i}}$$

Avec :

Δe : La variation de l'indice de vide ;

($\log \sigma'$) : La variation de la contrainte.

Indice de gonflement **Cg** ; est la pente de la portion déchargement de la courbe de compressibilité (- $\log \sigma'$), partie EF (fig.III.12). Il est sans dimension, soit :

$$C_g = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma_i} \Leftrightarrow c_g = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'}{\sigma_i}}$$

Avec :

Δe : La variation de l'indice de vide

($\log \sigma'$) : La variation de la contrainte.

II .3.5 : Essai de cisaillement rectiligne

L'essai a pour objectif de mesurer au laboratoire des caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol placé dans la boîte de cisaillement constituée de deux demi boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. L'essai consiste à :

- Consolider l'éprouvette de section (s) dans une première phase en appliquant sur la Face supérieure un effort vertical constant maintenu pendant tout l'essai. La phase de Consolidation permet de calculer la vitesse à laquelle doit être cisailé l'échantillon, celle -ci est achevée lorsque les lectures sur le comparateur exprimé en (mm) se stabilisent.

Chapitre 02 :

Matériaux et matériels utilisés

- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans Celle-ci selon le plan horizontal de glissement des deux demi- boîtes, l'une par Rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante ;
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

En fait, l'essai s'effectue sur trois éprouvettes contenant le même échantillon, préparées dans les mêmes conditions, cisillées ultérieurement à la même vitesse, mais soumise à des efforts verticaux différents depuis la phase de consolidation jusqu'à la fin de cisaillement.

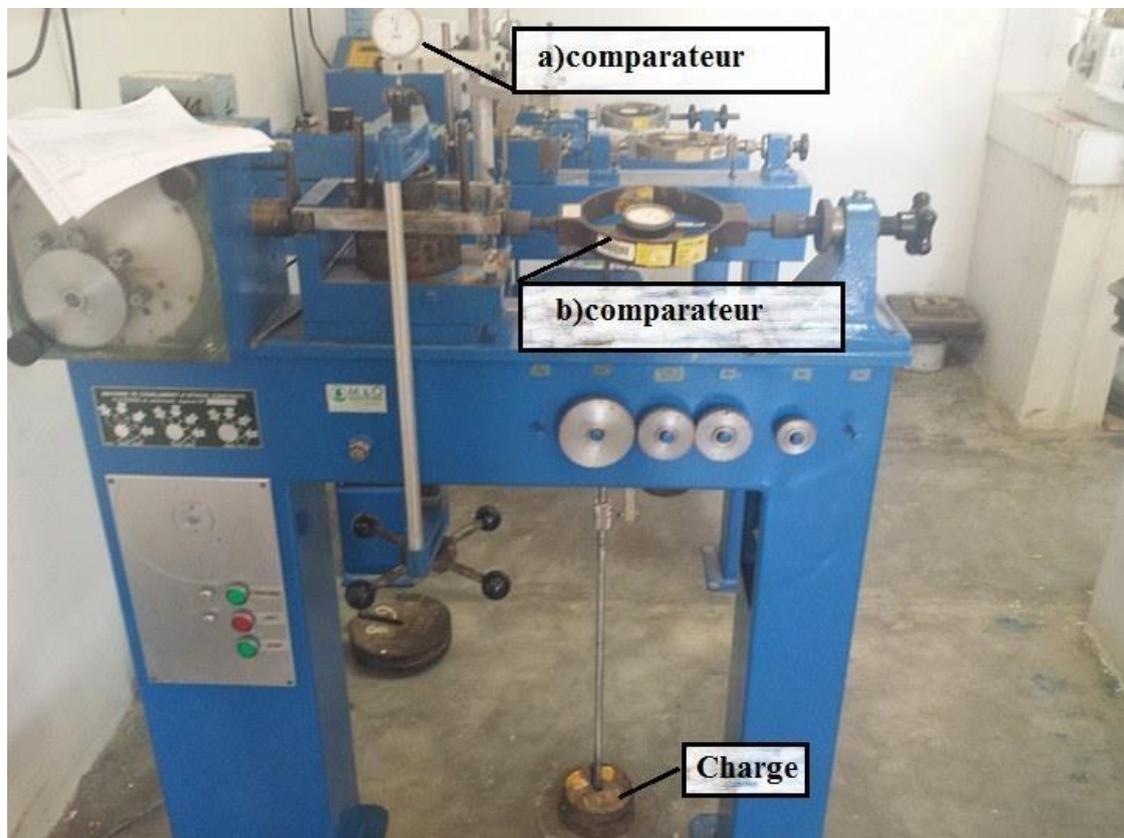


Figure II.13 : Machine de cisaillement rectiligne

a) Lecture de déplacement verticale.

b) Lecture de la force cisailante.

➤ *Expression des résultats :*

La détermination des paramètres mécaniques des sols s'obtient en traçant les droites dite de Coulomb (courbes intrinsèques) dans un repère orthonormé qui présente, en abscisses les

contraintes verticales (σ) et en ordonnées les contraintes de cisaillements maximales (τ_{\max}), sachant que :

$$\sigma = N/A \text{ et } \tau = T/A$$

Avec :

N : effort de compression normale (vertical)

T : effort horizontal de cisaillement

A : surface de l'échantillon

Les pentes de ces droites représentent les tangentes des angles de frottement internes f d'une part, d'autre part, les cohésions C s'obtiennent par l'intersection de ces droites avec l'axe des ordonnées (Fig.II.14).

La courbe de résistance au cisaillement est ainsi décrite par deux paramètres ; l'angle de frottement f et la cohésion C .

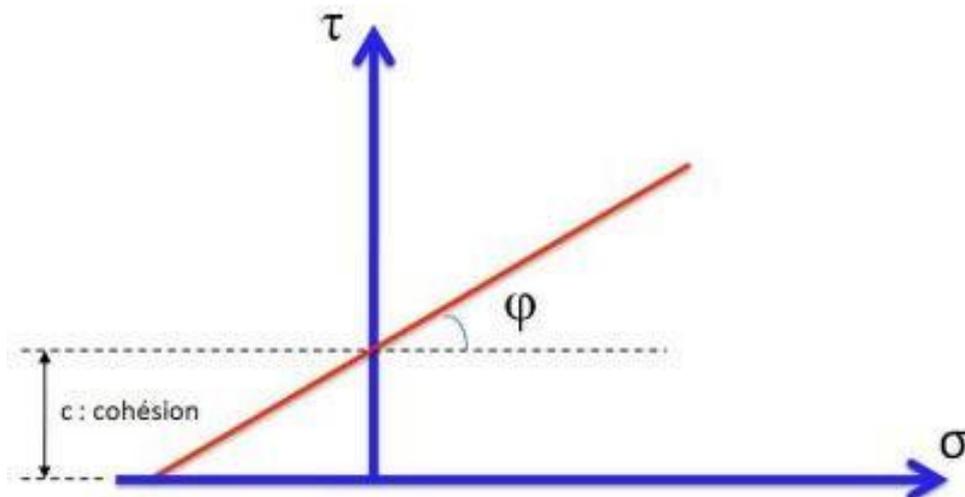


Figure II.14 : Droite coulomb de l'essai de cisaillement rectiligne (Hassan, 2010)

II .3.6 L'essai Proctor :

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore à une capacité portante maximale.

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, un échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. Il est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. Les caractéristiques de compactage d'un matériau sont déterminées en fonction du type d'essai Proctor (Proctor normal ou Proctor modifié). Les deux essais sont :

Identiques dans leur principe, seuls les paramètres du compactage diffèrent (le nombre de Coups, la hauteur de chute...etc.).



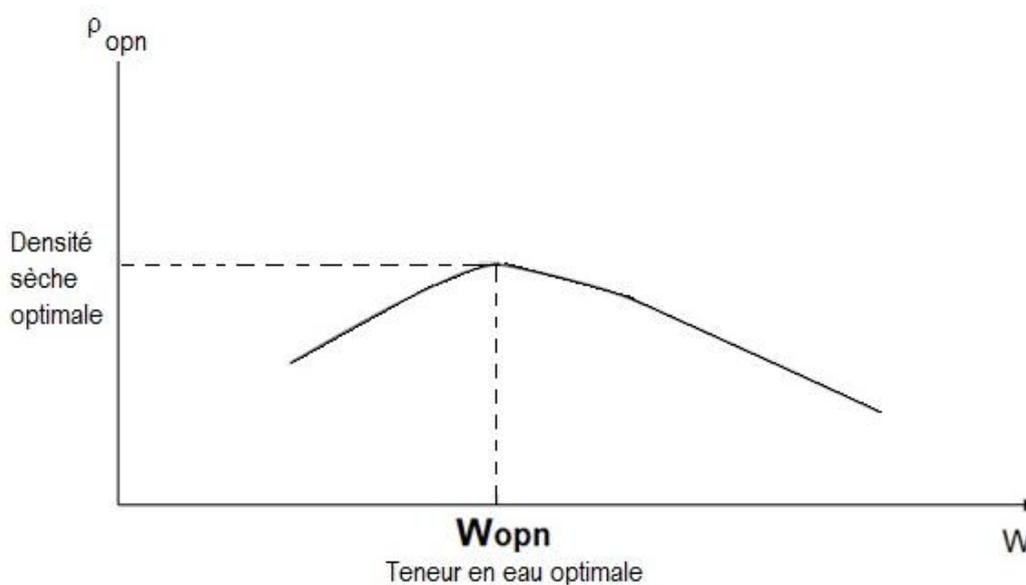
Figure II .15 : Machine de compactage pour l'essai Proctor

a) Compacte l'échantillon

b) Comporte l'échantillon

➤ *Expression des résultats :*

Les résultats sont portés sur un graphique et la courbe joignant au mieux les points obtenus passe par un maximum qui correspond à l'optimum Proctor. L'abscisse du maximum de cette courbe représente la teneur en eau optimale (W_{opt}) et son ordonnée ; la densité sèche Optimum (δ_{opt}).



II .3.7 Essai C.B.R (Californian Bearing Ratio) :

L'objectif de cet essai est de calculer un indice (indice CBR), qui permet de déterminer la portance des sols dans les ouvrages routiers en estimant sa résistance au poinçonnement. Il consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique en acier pour le faire pénétrer à vitesse constante (1.27mm/min) dans une éprouvette de matériau. L'essai est ainsi réalisé sur un échantillon auquel sont appliqués les différents énergies de compaction et à sa teneur en eau à l'optimal Proctor.



Figure II.17: Machine de poinçonnement à la presse CBR

➤ *Expression des résultats :*

$$I_1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5mm (KN)}}{19.93 \text{KN}} \cdot 100$$

$$I_2 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 (KN)}}{13.35 \text{KN}} \cdot 100$$

L'indice recherché est par convention la plus grande des deux valeurs : $\max (I_1, I_2)$.

I. 4 Conclusion :

A l'aide des essais in situ et des essais d'identification tels que la granulométrie, les limites d'Atterberg et l'essai au bleu de méthylène, ainsi qu'à la détermination des caractéristiques mécaniques des sols par la méthode de compressibilité par palier à l'odomètre et l'essai de cisaillement rectiligne, on a déterminé l'état des sols étudiés.

Chapitre 03 : Résultats et analyses des essais

III. 1 Introduction

Afin d'analyser les résultats obtenus, l'approche adoptée dans cette étude expérimentale consiste dans un premier temps à la détermination de l'état des sols étudiés à l'aide des essais in situ et des essais d'identification tels que la granulométrie, les limites d'Atterberg et l'essai au bleu de méthylène, ainsi qu'à la détermination des caractéristiques mécaniques des sols par la méthode de compressibilité par palier à l'odomètre et l'essai de cisaillement rectiligne.

III. 2 Ouvrage d'art PK 01+400 :**❖ Essais in situ :****➤ Sondage carotté :**

Le sondage réalisé poussé jusqu'à 15.0m de profondeur a pour objectif :

-Identification de la lithologie du sol

-Prélèvements des échantillons paraffinés et remaniés pour des essais au laboratoire.

-Mesure la profondeur de la nappe d'eau lorsque cette dernière est rencontrée dans les sondages.

-Prélèvements d'eau en vue d'analyses chimiques éventuelles et sol.

➤ Coupe géologique :

Le sondage carotté réalisé au droit de l'ouvrage a permis la description géologique décrite ci- après :

0.00m à 0.20m : terre végétale.

0.20m à 12.00m : sable brunâtre fin.

12.00m à 14.30m : grés brunâtre à grain fin, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.

14 :30m à 14.40m : marnes verdâtres finement sableuses.

14.40m à 15.00m : sable brunâtre fin.

➤ Essais à la standard pénétration test (S.P.T)

Les cinq (05) essais S.P.T exécutés dans la formation de sable, mise en évidence au droit du sondage carotté.

Tableau III. 1 : Essai standard de pénétration

N° Sondage	Profondeur (m)	Nombre de coups (3.15 cm)	N
SC.1	2.00/2.45	05-12-21	33
	4.00/4.45	07-16-24	40
	6.00/6.45	10-17-22	39
	8.00/8.45	06-09-12	21
	10.00/10.45	07-11-16	27

D'après les résultats obtenus et en tenant compte la somme des deux dernières valeurs(N) du tableau :

❖ **Pour $10 < N < 30$:**

- Une densité relative D_r comprise entre 0.4 et 0.6
- Un angle de frottement interne (φ) compris entre 30° et 40°

❖ **Pour $30 < N < 50$:**

- Une densité relative D_r comprise entre 0.6 et 0.8
- Un angle de frottement interne (φ) compris entre 40° et 45°

➤ ***Essais de pénétration dynamique :***

Un (01) essai de pénétration dynamique a été réalisé au droit du sondage carotté dans un souci de corrélation. Ce dernier a connu un refus superficiel situé à 1.98m de profondeur dans la formation de sable causé probablement par une concrétion dure ou un niveau cimenté.

III.2. 1Essais de laboratoire

➤ ***Essais physiques***

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 2 : caractéristiques physiques du sol

	γ_s t/m ³	γ_h t/m ³	γ_d (t/m ³)	W (%)	Sr (%)	Ip (%)	wl (%)	ES (%)	Caco3 (%)	%fines <80μ
Max	2.70	-	-	-	-	NM	NM	48	36	8
Min	2.65	-	-	-	-	NM	NM	42	23	7

Les matériaux testés sont peu plastiques (Indices de plasticités " I_p " non mesurable). Ils présentent des valeurs de teneur en eau naturelle très faibles.

L'identification de ces matériaux par la classification LCPC montre que nous avons des sables non plastiques : sol sableux, classe B, B_1 .

➤ *Essais mécaniques*

Compte tenu de l'état de récupération et la nature de matériaux traversés (matériaux pulvérulent), aucun essai mécanique n'a pu être réalisé.

➤ *Essais chimiques :*

• *Analyse chimique complète du sol*

Les résultats obtenus au terme de cette analyse chimique montrent que l'échantillon de sol prélevé du sondage SC.1 (profondeur : 3.00m/4.00m) est essentiellement constitué de Silice ($SiO_2 = 69.10\%$) et Renferme 30.37% de carbonates, avec 0.68% d'alumine .Son taux en sulfates est nul.

Tableau III. 3: Analyse chimique du sol du sondage SC1

Caractéristiques	Symboles	Teneurs	Unités
SILICE	SiO_2	69.10	%
CHAUX	CaO	17.30	%
ALUMINE	Al_2O_3	0.68	%
OXYDE DE FER	Fe_2O_3	0.83	%
SULFATES	SO_4	NUL	Mg /Kg
CARBONATES	$CaCO_3$	30.37	%
ANHYDRIDE CARBONIQUE	CO_2	13.36	%

Selon la norme NA 16002 (2007), l'échantillon du sol analysé prélevé du sondage SC 1, profondeur 3.00/4.00m présente un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de ce Sol.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ce sol.

III. 3 Fondation de l'ouvrage

➤ *Type et ancrage des fondations :*

Le terrain investigué offre en général une bonne aptitude à servir d'assise au projet auquel il est destiné. En tenant compte de la géologie générale du site révélée par le sondage carotté, des résultats des essais In-Situ (essais SPT et les essais pénétrométriques) et de laboratoire réalisés, les fondations du futur ouvrage seront du type superficiel à savoir des radiers généraux rigides en béton armé (éventuellement à éléments préfabriqués), ancrées à partir de 3.00m de profondeur dans la formation de sable brunâtre fin, en tenant compte bien sûr de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages et ce, après avoir décapé.

Toutes les couches superficielles suspectes (Terre végétale) quelle que soit leur épaisseur. Cependant, en cas où des niveaux peu compacts ou altérés seront éventuellement rencontrés (Lors du creusement de fouilles) notamment à partir de 5.00m de profondeur, il convient alors, dans ce cas, de les purger et de rattraper la différence d'ancrage des fondations par des massifs continus en gros béton (ou béton cyclopéen).

D'autre part, vu que le terrain est situé au bord d'une chaaba et compte tenu de sa nature sableuse perméable, il peut être exposé au risque d'infiltration des eaux pluviales provenant de l'amont, coté Nord-est et Sud-est.

Il y a donc lieu de prévoir un système de drainage adéquat pour capter toutes les eaux pluviales et les évacuer vers un exutoire en dehors de l'assiette.

La contrainte admissible "Qad" à retenir pour le dimensionnement des fondations sera, dans ce cas, prise égale à 2.50 bars (ou kg/cm²), en tenant compte d'un coefficient de sécurité pris égal à 3. Pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront dans les limites tolérables.

➤ *Tassements :*

L'estimation des tassements des radiers généraux sous la charge admissible (Qad) obtenue ci-dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes (tableau) :

Tableau III. 4 : Valeurs des tassements sous radier général

Type de fondation	Dimension des semelles	Ancrage (m)	Capacité portante admissible (bars)	Tassements prévisibles (cm)
Radier général	10.00	3.00	2.50	2.50

III. 4 Ouvrage d'art PK 04+560

III. 4.1 Essais in situ

➤ *Coupe géologiques :*

Les deux (02) sondages (carotté et pressiométrique) réalisés au droit de l'ouvrage (Passage inférieur) ont permis la description géologique décrite ci-après :

➤ *Sondage SC.1 :*

0.00m à 0.30m : Terre végétale;

0.30m à 1.30m : Encroutement gréso-calcaire rose beige dur;

1.30m à 1.80m : Marnes brunâtres sableuses, concrétionnée;

1.80m à 7.00m : Sable brunâtre fin, intercalé d'un banc de grés dur entre (2.20 – 3.00m);

7.00m à 16.20m : Marnes brunâtres sableuses, concrétionnées et alterné de passées de sable argileux consolidé et de passées gréseuses par endroits.

16.20m à 20.00m : Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.

➤ *Sondage SP.1 :*

0.00m à 0.30m : Béton bitumineux + Remblai;

0.30m à 14.00m : Sable brunâtre à brun rougeâtre fin, argileux par endroits et renfermant des fragments de grés.

14.00m à 16.00m : Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches De sable.

16.00m à 20.00m : Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné.

III.4.2 Essais à la standard pénétration test (S.P.T)

Les sept (07) essais S.P.T ont été exécutés dans la formation sableuse à raison d'environ un essai tous les 2.00m.

Tableau III. 5: Résultat des essais SPT

N° Sondage	Profondeur (m)	Nombre de coups (3× 15cm)	N°
SC1	2.00/2.19	12-50/4cm	Refus
	4.00/4.45	09-23-31cm	54
	6.00/6.45	08-20-32	52
	8.00/8.33	24-40-50/3cm	Refus
	10.00/10.05	50/5cm	Refus
	14.00/14.19	27-50/4cm	Refus
	16.00/16.17	24-50/2cm	Refus

D'après les résultats obtenus, et en tenant compte la somme des deux derniers essais (N), les valeurs recueillies sont dans l'ensemble élevées traduisant la présence en place de formations sableuses très compactes en profondeur ($N > 50$).

- Une densité relative $Dr > 0.8$.
- Un angle de frottement interne (φ) $> 45^\circ$.

III. 4.3 Essais pressiométriques :

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Chapitre 03 :

Résultats et analyses des essais

➤ Sondage SP.1

Tableau III. 6 : Résultats des essais pressiométriques

Sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI' (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	État de serrage
SP.1	1.50	3.90	3.80	3.90	267	68.3	Sable	Sur consolidé
	3.00	8.3	8.00	4.00	270	32.7	brunâtre à brun	Sur consolidé
	4.50	14.70	14.30	6.80	394	26.8		Sur consolidé
	6.00	14.60	14.10	14.60	222	15.20	rougeâtre	Sur consolidé
	7.50	13.10	12.50	8.80	426	32.40	fin, argileux	Sur consolidé
	9.00	25.30	24.50	17.30	712	28.10	par endroits	Sur consolidé
	10.50	20.20	19.30	10.30	886	43.90	et	Sur consolidé
	12.00	26.60	25.60	17.50	402	15.10	renfermant	Sur consolidé
	13.50	37.80	36.60	27.70	2093	55.40	des fragments de grés ;	Sur consolidé
	15.00	40.20	38.80	31.90	2556	63.70	Grés brunâtre à grains	Sur consolidé
16.50	22.80	21.30	17.80	466	20.40	Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné	Sur consolidé	
18.00	39.50	37.80	23.00	335	8.50		Normalement consolidé	
							Légèrement	consolidé
	19.50	24.90	23.20	08.40	337	13.5	concrétionné	Sur consolidé

PI : Pression limite.

PI' : Pression limite nette

Pf : Pression de fluage.

E : Module pressiométriques.

Rapport : **E/PI**.

De l'examen de la coupe du sondage et les résultats pressiométriques, il ressort Principalement ce qui suit :

➤ ***Pression limites et modules pressiométriques***

Les résultats pressiométriques obtenus sont assez dispersés de faible à moyennes dans les huit premiers mètres dans la formation sableuse caractérisant un horizon altéré à peu compacts ($3.9 \text{ bars} < P_l < 14.7 \text{ bars}$) à satisfaisant au-delà de ces profondeurs jusqu'à la fin du sondage dans les formations gréseuses et marneuses caractérisant des horizons durs et compacts. ($20.2 \text{ bars} < P_l < 40.2 \text{ bars}$).

➤ ***Rapport E/Pl***

Les valeurs de P_l et E obtenues entre 1.5 m et 20.0 m donnent globalement des rapports Élevés ($E/P_l > 12$), traduisant des niveaux sur consolidés.

On notera l'obtention d'une valeur moyenne à 18.0 de profondeur ($7 < E/P_l < 12$) qui caractérisent un niveau normalement consolidé.

III.4.4 Essais de pénétration dynamique :

Deux (02) essais de pénétration dynamique, notés K1 et K2, ont été réalisés aux droits de chaque sondage (carotté et pressiométrique) dans un souci de corrélation.

Les deux pénétrogrammes recueillis à l'issue des essais ont connus des refus superficiels situés entre 1.58m à 5.58m de profondeur.

Les valeurs de la résistance des pointe « R_p » montrent un terrain naturel de moyenne à bonne résistance à la pénétration dynamique ($50 \text{ bars} = R_p$ à plus de 400 bars aux refus obtenus).

En raccordant les résultats de ces essais pénétrométriques avec les coupes des sondages réalisées.

On constate que les sables en place, présentent une moyenne à bonne compacité.

III.5 Essais de laboratoire

III. 5. 1 Essais physique

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 7: Caractéristiques physiques déterminés au laboratoire

	Ys (t /m ³)	Yh (t /m ³)	Yd (t /m ³)	W (%)	Sr (ù)	Ip (%)	WL (%)	CaCO₃ %	%Fines <80μ
Max	2.70	2.15	1.85	15.30	83	NM	24.26	45	40
Min	2.70	1.88	1.74	7.90	39	NM	15.67	18	08

Les matériaux testés sont de plasticité nulle. Ils présentent des valeurs de teneur en eau naturelle faible à moyenne, pour des masses volumiques sèches (γ_d) moyennes. Ils sont Partiellement saturés.

Il s'agit des sols possédants une proportion en éléments fins inférieures à 50%.

L'identification de ces matériaux par la classification LCPC montre que nous avons des sablesargileuses par endroits à une plasticité nulle : sol sableux, classe B, B₅.

III. 5. 2 Essais mécanique :

Les caractéristiques mécaniques résumées dans le tableau suivant :

Tableau III. 8: Résultats des essais mécaniques effectués sur le sol

Sondage N°	Profondeur (m)	Pc (bars)	Ct (%)	Cg (%)	Yd (t /m ³)	Winit (%)	Wfin (%)	C (bars)	Φ (degré)
	9.65/9.80	1.604	0.085	0.007	1.92	12.71	12.83	-	-
	19.70/19.85	-	-	-	-	14.00	-	2.217	37.01
	11.45/11.70	-	-	-	-	12.20	-	1.485	26.97
	13.60/13.75	-	-	-	-	8.074	-	2.599	39.53
	19.70/19.85	-	-	-	-	6.70	-	2.799	41.59

Les caractéristiques de compressibilité déterminées à partir d'un seul essai œdométrique donnent des valeurs de pression de consolidation relativement moyenne.

Cette valeur est inférieure à la contrainte effective verticale induite par le sol au repos.

Il s'agit donc des sols sous consolidés, peu compressibles et peu gonflants.

Les valeurs des couples (c,φ) obtenues, caractérisant des matériaux cohérents et frottant en général.

III. 5. 3 Essais chimiques :

Selon la norme NA 16002 (2007) l'échantillon de sol analysé présente un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de cesol.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ce sol.

Tableau III. 9: Résultats des essais chimiques effectués sur le sol

Caractéristiques	Symboles	Unités	TENEURS (Prof : 9.00/10.00m)
La silice	<i>SiO₂</i>	%	78.70
La chaux	CaO	%	15.64
L'alumine	<i>Al₂O₃</i>	%	0.54
L'oxyde de fer	<i>Fe₂O₃</i>	%	0.60
Les sulfates	SO ₄	Mg/Kg	NUL
Les carbonates	CaCO ₃	%	28.03
L'anhydride carbonique	CO ₂	%	12.33

III. 5. 4 Fondations de l'ouvrage

➤ *Type et ancrage des fondations :*

Les sols de ce site sont constitués de dépôts sableux sur une profondeur importante, comme en témoigne les coupes lithologiques et les essais pressiométriques. On optera par conséquent pour deux types de fondations :

a) Fondation superficiel :

Les fondations du futur ouvrage seront du type superficiel, à savoir des radiers rigides en béton armé, ancrées à partir de 3.00m de profondeur sous le niveau du terrain actuel (dans la formation de sable brunâtre fin,...), en tenant compte bien sûr de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages et ce, après avoir décapé toutes les couches superficielles suspects (Remblai ou Terre végétale) quelle que soit leur épaisseurs.

Cependant, en cas où des niveaux peu compacts ou altérés seront éventuelle mentrencontrés (lors du creusement de fouilles) notamment à partir de 3.00m de profondeur, il convient alors, dans ce cas, de les purger et de rattraper la différence d'ancrage des Fondations par des massifs continus en gros béton (ou béton cyclopéen).

b) Fondation profonde :

Ce type de fondation pour les appuis de l'ouvrage d'art (Passage inférieur) pourra projeter à savoir : des pieux en béton armé forés tubés (avec tubage récupéré), de diamètre D=1.20m et fichés à 18.00m de profondeur à partir du niveau du terrain naturel, dans un niveau Jugé dur et compact de la formation sableuse brunâtre.

III. 5. 5 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements :

À titre *indicatif*, nous avons effectué le calcul théorique de la charge portante d'un pieu isolé sol obtenues et des coupes lithologiques des sondages réalisés.

Résistance en pointe Q_p : (correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu) elle est estimée à l'aide de la formule suivante :

$$Q_p = A \times K_p \times P_{Le}'$$

A : section de pointe

K_p : Facteur de portance

P_{Le}' : Pression limite nette équivalente

$$P_{Le}' = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l'(Z) dz$$

Résistance au frottement latéral Q_s : (La charge limite mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol) elle est estimée à l'aide de la formule suivante :

$$Q_s = P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

P : périmètre du pieu (en m)

q_s : Le frottement latéral unitaire limite

h : la partie où s'exerce le frottement latéral

Capacité portante du pieu Q_l :

$$Q_l = 0.33 \cdot Q_p + 0.5 \cdot Q_s$$

Les hypothèses de calculs considérées sont les suivantes :

- Pieu isolé en béton armé, foré et tubé avec tubage récupéré, de diamètre (D = 1.20m), fiche à de 18.00m de profondeur sous le niveau du terrain naturel (On note que Les valeurs de Q_l ont été réduites, volontairement, par mesure de sécurité).

Après tout calcul fait, on disposera dans ce cas une charge portante admissible Q de l'ordre de 200 tonnes / pieu.

Nous signalons cependant que dans les calculs effectués, la tranche de sol altérée et susceptible de tasser a été prise égale de 3.00m (correspondant à la couverture alluviale).

Par conséquent, il n'a pas été tenu compte du frottement latéral pouvant être mobilisé par cette couche, en raison du risque de frottement négatif pouvant être engendré aux niveaux des appuis d'extrémités (culées), notamment après la mise en œuvre des remblais d'accès projetés.

Par ailleurs, il est important de signaler que le calcul ainsi effectué ne donne qu'un ordre de grandeur de la charge portante d'un pieu.

En fait, le moyen le plus fiable pour l'estimation de la charge portante des fondations profondes est l'essai de chargement statique en vraie grandeur.

Ce type d'essai est particulièrement recommandé dans le cas étudié, en raison de la nature fine et sensible à l'eau des formations naturelles en place et ce, sous réserve que les conditions d'exécution soient strictement les mêmes pour le pieu d'essai et les pieux de l'ouvrage projeté.

En ce qui concerne l'estimation des tassements des pieux sous la charge admissible (Q) obtenue ci dessus, nous rappelons que pour les fondations profondes l'interprétation des résultats de l'ensemble des essais de chargement en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des ponts et chaussées montre que le tassement en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie de 6m à 45m, et dont le diamètre est compris entre 0.30m et 1.50m.

Ces résultats permettent de proposer les règles simples suivantes, pour estimer, dans les cas courants, le tassement sous la charge admissible (Q) obtenue ci-dessus :

➤ *Pour les pieux forés :*

$W_o = 0.006 D$ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 D).

➤ *Pour les pieux battus :*

$W_o = 0.009 D$ (avec des valeurs extrêmes de 0.008 et 0.012 D).

Soit pour un pieu foré ou battu de diamètre $D = 1.20m$, un tassement maximal, respectivement, de 1.2cm et 1.44cm pourrait être produit en tête de pieu.

Ces valeurs des tassements sont suffisamment faibles, et peuvent répondre aux exigences courantes (tableau).

Tableau III. 10 : Valeurs des tassements prévisibles

Type de fondation	Dimension (m)	Ancrage(m)	Capacité portante admissible (bars)	Tassements prévisibles (cm)
Radier sur pieux	1.20	18.00	200t :pieu	1.20/1.44

III. 6 Ouvrage d’art PK 06+640 :

III. 6. 1 Essais in situ :

➤ **Coupe géologique :**

Le sondage carotté réalisé au droit de l’ouvrage (Passage agricole) a permis la description géologique décrite ci-après :

➤ **Sondage SC.1**

00m à 0.60m : Terre végétale ;

0.60m à 3.00m : Encroutement grésocalcaire rose beige dur, associé à du sable vers le sommet;

3.00m à 5.50m : Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de Sable :

5.50m à 15.00m : Sable brunâtre fin.

III. 6. 2 Essais standard pénétration test :

Les résultats de quatre (04) essais S.P.T réalisés aux niveaux de la formation de sable rencontrées sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 11 : Résultats des essais SPT

N° Sondage	Profondeur (m)	Nombre de coups (3× 15cm)	N
SC.1	7.00/7.45	13-18-24	42
	9.00/9.45	12-22-30	52
	12.00/12.45	14-25-36	61
	15.00/15.45	16-28-39	67

D’après les résultats obtenus, et au vu des valeurs élevées de N et des refus enregistrés, on peut conclure à la très bonne compacité des sables en place et on pourra conférer à ces derniers les caractéristiques suivantes :

- Une densité relative $Dr > 0.8$
- Un angle de frottement interne $(\varphi) > 45^\circ$

III. 6. 3 Essais de pénétration dynamique :

L’essai de pénétration dynamique qui a été réalisé au droit du sondage carotté a connu un refus bref et superficiel de 1.92 m de profondeur.

Après avoir dépassé la couche de la terre végétale, les valeurs de "Rp" augmentent, d’une manière régulière et forte jusqu’aux refus obtenus, enregistrant leurs maximum (Rp > 400 bars).

Les résultats obtenus restent donc insignifiants quant aux couches profondes non atteintes par les essais, mais confirment néanmoins la présence d’une formation naturelle d’une bonne résistance à la pointe.

III. 7 Essais de laboratoire

III. 7. 1 Essais physiques

Les valeurs des résultats des essais physiques effectués au laboratoire sont données par le tableau ci-dessous.

Tableau III. 12 : Résultats des essais physiques effectués au laboratoire

	Ys (t /m ³)	Yh (t /m ³)	Yd (t /m ³)	W (%)	Sr (ù)	Ip (%)	WL (%)	ES (%)	CaCO₃ (%)	%Fines <80µ
Max	2.65	-	-	-	-	NM	NM	25.3	12	18
Min	2.65	-	-	-	-	NM	NM	17.3	23	15

Les matériaux testés sont de faible plasticité (‘Ip’ non mesurable). Ils sont faiblement carbonatés.

Il s’agit des sols possédants une proportion en éléments fins inférieur à 20%.

L’identification de ces matériaux par la classification LCPC montre que nous avons des sables on plastique : sol sableux, classe B, B₁.

Tableau III. 13: Essais mécaniques : (résistance à la compression simple)

	Profondeur (m)	Rc (bars)	Yd (t /m³)
Max	2.50/2.70	357.0	2.66
Min	2.70/3.00	126.1	2.54

Les valeurs de "Rc" obtenues caractérisent des matériaux de très bonne consistance en général. Elles reflètent bien la nature dure de la formation gréseuse rencontrée au droit du sondage carotté.

III. 7. 2 Essais chimiques (Analyse chimique complète du sol)

➤ *Provenance SC.1*

Tableau III. 14 : Résultats de l'analyse chimique su sol

Caractéristique	Symboles	Unités	Teneurs (prof : 3.00/8.00)
La silice	SiO_2	%	80.10
La chaux	CaO	%	10.12
L'alumine	AL_2O_3	%	0.70
L'oxyde de fer	Fe_2O_3	%	1.83
Les sulfates	SO_4	Mg/Kg	NUL
Les carbonates	$CaCO_3$	%	18.69
L'anhydride carbonique	CO_2	%	8.22

Selon la norme NA16002 (2007) l'échantillon de sol analysé présente un degré d'agressivité nulvis-à vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de cesol.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ce sol.

III. 8 Fondations de l'ouvrage

➤ *Type et ancrage des fondations*

Le terrain investigué offre en général une bonne aptitude à servir d'assise au projet auquel il est destiné. En tenant compte de la géologie générale du site révélée par le sondage carotté, des résultats des essais In-Situ (essais SPT et pénétration dynamique) et de laboratoire réalisés les fondations du futur ouvrage seront du type superficiel, à savoir desRadiers rigides en béton armé, ancrées à partir de3.00m de profondeur sous le niveau du terrain actuel (dans la formation de grés brunâtre à grain moyen,...), en tenant compte bien sur de la condition sur de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages et ce,

après avoir décapé toutes les couches superficielles suspects (Terre végétale) quelle que soit leur épaisseur. Cependant, en cas où des niveaux peu compacts ou altérés seront éventuellement Rencontrés (lors du creusement de fouilles) notamment à partir de 3.00m de profondeur, il convient alors, dans ce cas, de les purger et de rattraper la différence d'ancrage des fondations par des massifs continus en gros béton (ou béton cyclopéen).

Nous signalons que le terrain se situé à proximité d'un cours d'eau (talweg) et compte tenu de sa nature sableuse perméable, il peut être exposé au risque d'infiltration des eaux pluviales. Il y a donc lieu de prévoir un système de drainage adéquat pour canaliser toutes les eaux pluviales et de ruissèlement et les évacuer en dehors de l'assiette la contrainte admissible "Qad" à retenir pour le dimensionnement des fondations sera, dans ce cas prise égale à **3.00 bars (ou kg/cm²)**, en tenant compte d'un coefficient de sécurité, pris égal à 3. Pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront dans les limites tolérables.

➤ **Tassements :**

En ce qui concerne l'estimation des tassements d'un radier général sous la charge admissible (Qad) obtenue ci- dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes :

Tableau III. 15 : Valeur du tassement du sol étudié

Type de fondation	Dimension des semelles (m)	Ancrage (m)	Capacité portante Admissible (bars)	Tassements prévisibles (cm)
Radier général	10.00	3.00	3.00	2.50

III. 9 Ouvrage d'art PK 09+260

III. 9. 1 Essais in situ

➤ **Coupe géologique**

Le sondage pressiométrique réalisé au droit de l'ouvrage (Passage agricole) a permis la description géologique décrite ci-après :

• **Sondage SP.1**

- 0.00m à 0.30m : Terre végétale;
- 0.30m à 2.00m : Fragments d'encroûtement grésocalcaire rose beige plus ou moins dur, associée à du sable 2.00m à 15.00m : Sable brunâtre fin, concrétionné et renfermant des fragments de grés par endroits.

III. 9. 2 Essais pressiométriques

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 16 : Résultats des essais pressiométriques

Sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI' (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E / pl	HORIZONS	Etat de serrage	
SP.1	2.00	6.10	5.90	3.60	40	6.50	Sable brunâtre fin, concrétionné et renfermant des fragments de grés par endroits	Normalement consolidé	
	4.00	7.80	7.40	3.20	56	7.30			
	6.00	6.00	5.40	4.10	38	6.40			
	8.00	5.70	5.00	4.30	55	9.60			
	10.00	12.40	11.50	9.00	218	17.60			Sur consolidé
	12.00	29.60	28.50	10.50	373	12.60			
	14.00	27.90	26.60	22.30	928	33.30			

III. 9. 3 Pression limites et modules pressiométriques

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de la formation sableuse à partir de 2.0m de profondeur jusqu'à 15.0m de profondeur sont assez dispersés de médiocres à faibles dans les dix premiers mètres (5.7 bars < PI < 12.4 bars) caractérisant un horizon altéré à peu compact à satisfaisant au-delà de ces profondeurs caractérisant un horizon dur et compact.

(27.9bars < PI < 29.6 bars).

➤ **Rapport E/PL**

Les valeurs de PI et E obtenues entre 2.0 m et 8.0 m donne des rapports moyens (E/PI ≤ 10), traduisant des niveaux normalement consolidés. Autre part, celles de 10.0m à 15.0m ont donné des valeurs élevées (E/PI < 10) caractérisant des niveaux sur consolidés.

III. 9. 4 Essais de pénétration dynamique

Deux (02) essais de pénétration dynamique, notés K1 et K2, ont été réalisés au droit du sondage pressiométrique dans un souci de corrélation.

Les pénétrogrammes recueillis à l'issue des essais ont connus des refus superficiels situés entre 2.58m à 2.75m de profondeur. Ces refus sont causés probablement par les fragments de grés dans la formation de sable mis en évidence par le sondage réalisé.

Les valeurs de la résistance de pointe "Rp" augmentent dès la surface du sol d'une manière régulière pour les deux essais jusqu'aux refus obtenus, où elles ont dépassé largement les 400bars.

En corrélant les résultats de ces essais pénétrométriques avec la coupe du sondage réalisé, on constate que l'ensemble des refus obtenus sont attribués à la présence d'un horizon dur et compact de la formation naturelle d'encroutements grésocalcaire, qui s'est opposée à la pénétration dynamique.

III. 10 Essais de laboratoire

III. 10. 1 Essais physiques :

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 17: Caractéristiques physiques du sol étudié

	Ys (t /m ³)	Yh (t /m ³)	Yd (t /m ³)	W (%)	Sr (ù)	Ip (%)	WL (%)	ES (%)	CaCO₃ (%)	%Fines <80μ
Max	2.70	-	-	-	-	NM	21.15	15.90	23	17
Min	2.67	-	-	-	-	NM	16.36	36.80	20	11

Les matériaux testés sont de plasticité nulle (Indice de plasticité non mesurable). Ils présentent des valeurs de teneur en eau naturelle moyenne.

Il s'agit des sols possédants une proportion en éléments fins inférieur à 20%. L'identification de ces matériaux par la classification LCPC montre que nous avons des sables

Non plastiques : sol sableux, classe B, B₁.

III. 10. 2 Essais mécaniques :

Compte tenu de l'état de récupération et la nature de matériaux traversés, aucun essai mécanique n'a pu être réalisé.

III. 10. 3 Essais chimiques :

L'analyse chimique complète du sol est donnée par le tableau ci-dessous:

Sol SP.1 (Profondeur : 2.50m /3.50m)

Tableau III. 18: Analyse chimique du sol étudié

Caractéristiques	Symboles	Teneurs	Unités
La silice	SiO_2	69.70	%
La chaux	CaO	13.55	%
L'alumine	Al_2O_3	0.38	%
L'oxyde de fer	Fe_2O_3	1.09	%
Les sulfates	SO_4	NUL	Mg/Kg
Les carbonates	$CaCO_3$	25.70	%
L'anhydride carbonique	CO_2	11.31	%

Selon la norme NA 16002 (2007), l'échantillon du sol analysé prélevé du sondage SP. 1, Profondeur 2.50/3.50m présente un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de ce sol.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ce sol.

III. 11 Fondations de l'ouvrage**III. 11. 1 Type et ancrage des fondations**

Les sols de ce site sont constitués de dépôts de fragments grésos calcaire et de sables sur une profondeur importante, comme en témoigne la coupe lithologique et les essais pressiométriques.

Sur la base de l'ensemble des résultats recueillis dans le cadre de cette étude, on pourra retenir deux (02) types de fondations possibles pour cet ouvrage :

a) Fondation superficielle :

Ce mode de fondation comprend des radiers rigides en béton armé, ancrés à partir de 3.00m de profondeur sous le niveau du terrain actuel (dans la formation de sable brunâtre fin, concrétionné,...), en tenant compte bien sûr de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages et ce, après avoir décapé toutes les couches superficielles suspects (Terre végétale) quelle que soit leur épaisseur.

Cependant, en cas où des niveaux peu compacts ou altérés seront éventuellement rencontrés (lors du creusement de fouilles) notamment à partir de 3.00m de profondeur il convient alors, dans ce cas, de les purger et de rattraper la différence d'ancrage des fondations par des massifs continus en gros béton (ou béton cyclopéen).

Nous signalons que le terrain se situe à proximité d'une cour d'eau et compte tenu de sa nature sableuse perméable, il peut être exposé au risque d'infiltration des eaux pluviales .

Il y a donc lieu de prévoir un système de drainage adéquat pour canaliser toutes les eaux

pluviales et de ruissèlement et les évacuer en dehors de l'assiette.

La contrainte admissible "Qad" à retenir pour le dimensionnement des fondations sera, dans ce cas, prise égale à **2.50 bars (ou kg/cm²)**, en tenant compte d'un coefficient de sécurité pris égal à 3. Pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront dans les limites tolérables.

b) Fondation profonde :

Pour ce type de fondation, les appuis de l'ouvrage d'art (Passage agricole) projeté seront posés sur des pieux en béton armé forés tubés (avec tubage récupéré), de diamètre D=1.20m et fichés à 18.00m de profondeur à partir du niveau du terrain naturel, dans un niveau jugé dur et compact de la formation sableuse brunâtre.

III. 11. 2 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements

À titre indicatif, nous avons effectué le calcul théorique de la charge portante d'un pieu isolé conformément aux règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages.

Les hypothèses de calculs considérées sont les suivantes :

- Pieu isolé en béton armé, foré et tubé avec tubage récupéré, de diamètre (D = 1.20m), fiche à de 18.00m de profondeur sous le niveau du terrain naturel. (On note que Les valeurs de Ple ont été réduites, volontairement, par mesure de sécurité).

Après tout calcul fait, on disposera dans ce cas une charge portante admissible Q de l'ordre de 200 tonnes / pieu.

Nous signalons cependant que dans les calculs effectués, la tranche de sol altérée et susceptible de tasser a été prise égale de 3.00m (correspondant à la couverture alluviale) par conséquent, il n'a pas été tenu compte du frottement latéral pouvant être mobilisé par cette couche, en raison du risque de frottement négatif pouvant être engendré aux niveaux des appuis d'extrémités (culées), notamment après la mise en œuvre des remblais d'accès projetés.

III. 11. 3 Tassements

En ce qui concerne l'estimation des tassements fondations proposées sous la charge admissible(Qad) obtenue ci-dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes :

Tableau III. 19: Valeur du tassement prévisible

Type de fondation	Dimension (m)	Ancrage (m)	Capacité portante Admissible (bars)	Tassements Prévisibles (cm)
Radier général	10.00	3.00	2.50	1.53/2.50
Radier sur pieux	1.20	18.00	200t / pieux	1.20/1.44

III. 12 Ouvrage d'art pk 12+020**III. 12. 1 Essais in situ****➤ Coupes géologiques**

Les trois (03) sondages (carottés et pressiométriques) réalisés au droit de l'ouvrage (Passage supérieur) ont permis la description géologique décrite ci-après :

➤ Sondage SC.1 :

- 0 m à 0.50m : *Terre végétale + Remblai.*
- 0.50m à 2.00m : *Encroutement grésocalcaire rose beige dur, associés à du sable vers la base ;*
- 2.00m à 3.00m : *Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné.*
- 3.00m à 6.00m : *Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.*
- 6.00m à 7.00m : *Sable brun rougeâtre fin.*
- 7.00m à 20.00m : *Grés brun rougeâtre à brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.*

➤ Sondage SC.2 :

- 0.00m à 0.60m : *Remblai.*
- 0.6m à 2.60m : *Encroutement grésocalcaire rose beige dur, associés à du sable.*
- 2.60m à 20.00m : *Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, à ciment calcaire par endroits et alterné de passées sableuse.*

• Sondage SP.1 :

- 0.00m à 0.60m : *Terre végétale + Remblai ;*
- 0.60m à 2.60m : *Encroutement grésocalcaire rose beige dur, associés à du sable vers la base.*
- 2.60m à 7.60m : *Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné.*
- 7.60m à 20.00m : *Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.*

III. 12. 2 Essais à la standard pénétration test (S.P.T)

Les résultats de quatre (04) essais S.P.T réalisés aux niveaux de la formation de sable rencontrées sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 20: Résultats des essais SPT

N° SONDAGE	PROFONDEUR (m)	NOMBRE DE COUPS (3× 15)	N
	2.00 /2.10	50/10cm	Refus
	6.00/6.45	15-25-32	57
	8.00/8.04	50/4cm	Refus
	6.00/6.45	8-19-21	40

D’après les résultats obtenus, et au vu des valeurs élevées de N et des refus enregistrés, on peut conclure à des niveaux sableux très compacts. On pourra conférer à ces derniers les caractéristiques suivantes :

- *Une densité relative $Dr > 0.8$*
- *Un angle de frottement interne (φ) $> 45^\circ$*

III. 12. 3 Essais pressiométriques :

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Sondage SP.1 :

Tableau III. 21 : Résultats des essais pressiométriques

Sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI' (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E / pl	Horizons	Etat de serrage
SP.1	1.50	38.30	38.20	30.50	9552	249.40	Encroutement grésocalcaire	Sur consolidé
	3.00	41.80	41.50	41.80	4168	99.80	Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné	Sur consolidé
	4.50	11.60	11.20	11.60	1469	126.90		
	6.00	19.60	19.10	5.00	217	11.00		
	7.50	19.70	19.10	19.70	809	41.00		
	9.00	41.00	40.20	41.00	1490	36.30	Grés brunâtre à grains moyen moyennement dur, alterné de fines couches de sable.	Sur consolidé
	10.50	12.70	11.80	12.70	345	27.10		
	12.00	33.80	32.70	24.90	2072	61.30		
	13.50	39.50	38.30	39.50	1925	48.70		
	15.00	9.50	8.10	9.50	207	21.80		
	16.50	23.90	22.40	17.00	1813	76.00		
	18.00	4.50	2.90	3.60	131	28.90		
19.50	43.10	41.40	38.20	9945	230.50			

III. 12. 4 Pressions limites et modules pressiométriques :

La formation d'encroutement grésocalcaire rose beige dur ; a été rencontrée au droit du sondage SP.1 en surface jusqu'à 2.60m de profondeur.

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de cette formation sont satisfaisants, caractérisant un horizon compacte à très compacte (PI= 38.3 bars) et (E = 9552 bars).

La formation de sable brunâtre fin, légèrement concrétionné a été rencontrée au droit du sondage SP1 au-dessous de la formation d'encroutement grésocalcaire jusqu'à 7.60m de profondeur.

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de cette formation sont assez dispersés mais globalement satisfaisants, caractérisant un horizon moyennement compact à compact (11.2bars < PI* < 41.5 bars) et (217 bars < E < 4168 bars).

Les grés brunâtres à grains moyens, moyennement dur, alterné de fines couches de sable ont été Les résultats préssiométriques obtenus au sein de cette formation sont assez dispersés relativement satisfaisants, caractérisant un horizon moyennement compact à compact ($2.9 \text{ bars} < P_{I^*} < 41.4 \text{ bars}$) et ($131 \text{ bars} < E < 9945 \text{ bars}$), notons que la valeur de P_{I^*} ($P_{I^*} = 2.9 \text{ bars}$) enregistrée à 18.0m de profondeur correspond probablement à des niveaux sableux altérés par l'outil de forage.

➤ *Rapport E/PI :*

Les valeurs de PI et E obtenues entre 1.5 m et 19.5 m donne globalement des rapports E/PI moyens caractérisant en général des formations naturelles sur consolidés ($E/PI > 10$).

III. 12. 5 Essais de pénétration dynamique :

Trois (03) essais de pénétration dynamique, notés de K1 à K3, ont été réalisés aux droits de chaque sondage (carotté et pressiométrique) dans un souci de corrélation.

Les pénétrogrammes recueillis à l'issue des essais ont connus des refus brefs et superficiels allant de 0.78m à 1.12m de profondeur.

On rapprochant ces résultats pénétrométriques avec les coupes des sondages réalisé-t-on constate que les formations naturelles en surface présentent une très bonne résistance à la pénétration dynamique.

III. 13 Essais de laboratoire

III. 13. 1 Essais physiques :

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 22: Caractéristiques physiques du sol étudié

	Ys	Yh	Yd	W	Sr	Ip	WL	ES	CaO3	%Fines
	(t /m ³)	(t /m ³)	(t /m ³)	(%)	(ù)	(%)	(%)	(%)	(%)	<80μ
Max	2.67	-	-	-	-	NM	20.05	70	77	24
Min	2.53	-	-	-	-	NM	16.75	20.6	21	15

Les matériaux testés sont de plasticité nulle et carbonatés par endroits.

Classification LCPC : Sol sableux, classe B, B₁

III. 13. 2 Essais mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 23 : Résultats des essais mécaniques du sol étudié

	Profondeur (m)	Rc (bars)	Yd (t m³)
Max	8.04/8.20	78.3	2.33
Min	13.20/13.50	18.6	1.79

Les valeurs de "Rc" obtenues caractérisent des matériaux de bonne consistance engénéral. Elles reflètent bien la nature compacte à très compacte de la formation gréseuse rencontrée au droit des sondages.

III. 13. 3 Essais chimiques (analyse chimique complète du sol) :

➤ *Provenance SP.1 :*

Tableau III. 24: Analyse chimique du sol étudié

Caractéristiques	Symboles	Unités	Teneurs (prof : (5 :00 /6.00m)
La silice	S_iO_2	%	58.50
La chaux	CaO	%	20.93
L'alumine	Al_2O_3	%	0.38
L'oxyde de fer	Fe_2O_3	%	0.97
Les sulfates	SO_4	Mg/Kg	NUL
Les carbonates	$CaCO_3$	%	37.38
L'anhydride carbonique	CO_2	%	16.45

Selon la norme NA 16002 (2007) l'échantillon de sol analysé présente un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de ce sol.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ce sol.

III. 13. 4 Fondations de l'ouvrage :

➤ *Type et ancrage des fondations :*

Le terrain investigué offre en général une moyenne à bonne aptitude à servir d'assise au projet auquel il est destiné.

En tenant compte de la géologie générale du site révélée par le sondage carotté, des résultats des essais In-Situ (essais SPT et pénétration dynamique) et de laboratoire réalisé, les fondations du futur ouvrage seront du type superficiel à savoir des radiers rigides en béton armé, ancrées à partir de 3.00m de profondeur sous le niveau du terrain actuel (dans la formation de grés brunâtre à grain moyen ou sable brunâtre fin...), en tenant compte bien sûr de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages et ce, après avoir décapé toutes les couches superficielles suspects (Terre végétale et remblai) quelque soit leur épaisseur cependant, en cas où des niveaux peu compacts ou altérés seront éventuellement rencontrés (lors du creusement de fouilles) notamment à partir de 3.00m de profondeur, il convient alors, dans ce cas, de les purger et de rattraper la différence d'ancrage des fondations par des massifs continus en gros béton (ou béton cyclopéen).

Nous signalons que le terrain se situe à proximité d'un cours d'eau (talweg) cheminé avec un dalot franchissant le chemin de wilaya (CW49) et compte tenu de sa nature sableuse perméable, il peut être exposé au risque d'infiltration des eaux pluviales. Il y a donc lieu de prévoir un système de drainage adéquat pour canaliser toutes les eaux pluviales et de Ruissèlement et les évacuer en dehors de l'assiette.

La contrainte admissible "Qad" à retenir pour le dimensionnement des fondations sera, dans ce cas, prise égale à **3.00 bars (ou kg/cm²)**, en tenant compte d'un coefficient de sécurité pris égal à 3. Pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront dans les limites tolérables.

III. 13. 5 Tassements

En ce qui concerne l'estimation des tassements d'un radier général sous la charge admissible (Qad) Obtenue ci- dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes :

Tableau III. 25: Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié

Type de fondation	Dimension des semelles (m)	Ancrage (m)	Capacité portante Admissible (bars)	Tassements prévisibles (cm)
Radier général	10.00	3.00	3 00	4.07/2.97

III. 14 Ouvrage d'art PK 14+820

➤ *Coupe géologique :*

Le sondage carotté réalisé au droit de l'ouvrage (Passage agricole) a permis la description géologique décrite ci-après :

Sondage SC.1

- 0.00m à 0.50m : *Terre végétale ;*
- 0.50m à 3.40m : *Sable brun rougeâtre à brunâtre fin, légèrement concrétionné.*
- 3.40m à 10.00m : *Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.*

III. 14. 1Essais à la standard pénétration test (S.P.T) :

Un seul essai S.P.T qui a pu être réalisé au niveau de la formation de sable brun rougeâtre rencontrée est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Valeurs des résultats des essais SPT

N° Sondage	Profondeur (m)	Nombre de coups (3× 15cm)	N
SC1	2.00/2.45	13-24-35	59

D'après les résultats obtenus, et au vu de la valeur élevée de N enregistré, on peut conclure à la bonne compacité des sables en place et on pourra conférer à ce dernier les caractéristiques suivantes :

- Une densité relative $Dr > 0.8$
- Un angle de frottement interne (φ) $> 45^\circ$

III. 14. 2 Essais de pénétration dynamique :

Un (01) essai de pénétration dynamique noté K1 a été réalisé au droit du sondage carotté dans un souci de corrélation. Ce dernier a connu un refus superficiel situé à 3.52 m de profondeur.

Les valeurs de la résistance de pointe "Rp", après des pics superficiels enregistrés dans les deux premiers mètres de l'ordre de 110/190 bars, augmentent d'une manière progressive jusqu'au refus obtenu ("Rp">400 bars).

III. 15 Essais de laboratoire

III. 15. 1 Essais physiques :

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 27: Caractéristiques physiques du sol étudié

	Ys (t /m ³)	Yh (t /m ³)	Yd (t /m ³)	W (%)	Sr (ù)	Ip (%)	WL (%)	ES (%)	CaCO₃ (%)	%Fines <80μ
Max	2.70	-	-	-	-	NM	24.25	24.0	31	-
Min	2.67	-	-	-	-	NM	18.05	20.4	27	-

Les matériaux testés sont de plasticité nulle ("Ip" non mesurable). Ils sont faiblement carbonatés.

L'identification de ces martiaux par la classification LCPC montre que nous avons des sables non plastiques: sol sableux, classe B, B_2 .

III. 15. 2 Essais mécanique :

Les résistance à la compression simple, les caractéristiques mécaniques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 28 : Valeurs des résistances mécaniques du sol étudié

	Profondeur (m)	Rc (bars)	Yd (t/m^3)
Max	3.80/4.00	152.8	2.07
Min	9.30/10.00	67.3	1.68

Les valeurs de "Rc" obtenue caractérisent des matériaux de bonne consistance engénéral. Elles reflètent bien la nature dure de la formation gréseuse rencontrée audroit du sondage carotté

III. 15. 3 Essais chimiques :

➤ *Provenance SC.1*

Les résultats des essais chimiques effectués sur le sol de ce tronçon sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 29 : Résultats des essais chimiques

Caractéristiques	Symboles	Unités	Teneurs (prof : 10.00/11.00m)
La silice	SiO_2	%	80.50
La chaux	CaO	%	8.23
L'oxyde de fer	Fe_2O_3	%	1.34
Les sulfates	SO_4	%	NUL
Les carbonates	$CaCO_3$	%	14.01
L'anhydride carbonique	CO_2	%	6.16
L'alumine	AL_2O_3	%	0.00

Selon la norme NA16002 (2007) l'échantillon de sol analysé présente un degré d'agressivité nulle vis-à-vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de ce sol.

III. 15. 4 Fondations de l'ouvrage :

➤ Type et ancrage des fondations :

Le terrain investigué offre en général une bonne aptitude à servir d'assise au projet auquel il est destiné. En tenant compte de la géologie générale du site révélée par le sondage carotté, des résultats des essais In-Situ (essai SPT et pénétration dynamique) et de laboratoire réalisés les fondations du futur ouvrage seront du type superficiel, à savoir des semelles rectangulaires ou des radiers rigides en béton armé, ancrées à partir de 3.50m de profondeur sous le niveau du terrain actuel (dans la formation de grès brunâtre à grain moyen,...), en tenant compte bien sûr de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages et ce, après avoir décapé toutes les minimale des fondations assurant la stabilité

Chapitre 03 :

Résultats et analyses des essais

des ouvrages et ce, après avoir décapé toutes les couches superficielles suspects quelle que soit leur épaisseurs.

Cependant, en cas où des niveaux peu compacts ou altérés seront éventuellement rencontrés (lors du creusement de fouilles) notamment à partir de 3.50m de profondeur il convient alors, dans ce cas, de les purger et de rattraper la différence d'ancrage des fondations par des massifs continus en gros béton (ou béton cyclopéen).

Assurer un assainissement (drainage) rigoureux des lieux afin de mettre le site à l'abri des eaux de ruissellements) et assure également une bonne imperméabilisation du sol, en particulier sur toute l'assiette réservée à la Construction pour éviter l'infiltration d'eau au niveau du sol de fondation.

La contrainte admissible "Qad" à retenir pour le dimensionnement des fondations sera, dans ce cas, prise égale à **4.00 bars (ou kg/cm²)**. Pour une telle contrainte, les tassements Prévisibles des fondations sous charges seront dans les limites tolérables.

III. 15. 5 Tassements :

En ce qui concerne l'estimation des tassements d'une fondation superficielle sous la charge admissible (Qad) obtenue ci-dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes :

Tableau III. 30: Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié

Type de fondation	Dimension des semelles (m)	Ancrage (m)	Capacité portante Admissible (bars)	Tassements prévisibles(cm)
Semelle rectangulaire ou radier	10.00	3.50	4.00	2.5

III. 15. 6 Ouvrage d'art PK 17+320 :

➤ Coupe géologique

Le sondage carotté réalisé au droit de l'ouvrage (Passage agricole) a permis la description géologique décrite ci-après :

Sondage SC.1

- 0.00m à 0.50m : Terre végétale ;
- 0.50m à 3.50m : Encroutement grésocalcaire rose beige dur ;
- 3.50m à 5.50m : Grés calcaire rose beige dur ;
- 5.50m à 10.00m : Sable brunâtre fin, concrétionné et renfermant des fragments de grés.

III. 15. 7 Essais à la standard pénétration test (S.P.T) :

Les deux (02) essais S.P.T ont été exécutés dans la formation de sable brunâtre fin, mise en évidence au droit du sondage carotté.

Tableau III. 31 : Résultats des essais SPT sur le sol étudié

N° Sondage	PROFONDEUR (m)	NOMBRE DE COUPS	N
SC 1	6.00/6.45	15-28-37	65
	10.00/10.45	19-23-41	64

D'après les résultats obtenus, et en tenant compte la somme des deux derniers essais (N), les valeurs recueillies sont très élevées traduisant la présence en place de formations sableuses très compactes en ($N > 50$).

Au vu de ces résultats, et d'après l'abaque de TERZAGHI et MEYERHOFF, on pourra conférer aux sables en place :

- Une densité relative $Dr > 0.8$
- Un angle de frottement interne (φ) $> 45^\circ$

III. 15. 8 Essais pénétration dynamique :

Un (01) essai de pénétration dynamique a été réalisé au droit du sondage carotté dans un souci de corrélation. Ce dernier a connu un refus bref et superficiel de 0.58m de profondeur.

Ce refus est causé par les encroutements grésocalcaire mis en évidence par le sondage carotté.

En rapprochant l'essai de pénétration dynamique avec la coupe du sondage carotté, on constate que le refus obtenu est provoqué par le toit d'un horizon dur et compact (en croute Gréso-calcaire...).

III. 16 Essais de laboratoire

III. 16. 1 Essais physiques :

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 32: Caractéristiques physiques du sol étudié

	Ys (t /m ³)	Yh (t /m ³)	Yd (t /m ³)	W (%)	Sr (ù)	Ip (%)	WL (%)	ES (%)	CaCO₃ (%)	%Fines <80μ
Max	2.70	-	-	-	-	NM	17.25	21.8	38	23
Min	2.68	-	-	-	-		17.85	33.1	32	14

Les matériaux testés sont de plasticités nulles (Indices de plasticités " I_p " non mesurable).

Ces matériaux sont carbonatés et qui reflètent bien la nature du sol pour chaque valeur obtenue (Encrouement gréso calcaire et Sable brunâtre concrétionné).

L'identification de ces matériaux par la classification LCPC montre que nous avons des sols non plastiques et carbonatés: sol sableux, classe B, B_1 .

III. 16. 2 Essais mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III. 33: Résultats des essais mécaniques sur le sol étudié

	Profondeur (m)	RC (bars)	Yd (t /m³)
Max	3.20/3.50	372.1	2.64
Min	5.15/5.30	169.6	2.45

Les valeurs de "Rc" obtenues caractérisent des matériaux de très bonne consistance. Elles reflètent bien la nature dure de la formation gréseuse rencontrée au droit du sondage carotté.

III. 16. 3 Essais chimiques :

Les résultats obtenus au terme de cette analyse chimique montrent que l'échantillon de sol prélevé du sondage SC.1 (profondeur : 3.50m/4.00m) est essentiellement constitué de Silice (SIO₂= 49.90%) et renferme 46.72% de carbonates, avec 0.62% d'alumine, son taux en sulfates est nul.

Tableau III. 34: Analyse chimique du sol étudié

CARACTERISTIQUES	SYMBOLES	TENEURS	UNITES
La silice	<i>SiO₂</i>	49.90	%
La chaux	CaO	25.56	%
L'alumine	<i>AL₂O₃</i>	0.62	%
L'oxyde de fer	<i>Fe₂O₃</i>	1.71	%
Les sulfates	<i>SO₄</i>	NUL	Mg/Kg
Les carbonates	CaCO ₃	46.72	%
L'anhydride carbonique	<i>CO₂</i>	20.56	%

Selon la norme NA 16002 (2007), l'échantillon du sol analysé présente un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de cesol.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ce sol.

III. 16. 4 Fondations de l'ouvrage :

➤ *Type et ancrage des fondations :*

Le terrain investigué offre en général une bonne aptitude à servir d'assise au projet auquel il est destiné. En tenant compte de la géologie générale du site révélée par le sondage carotté des résultats des essais In-Situ (essais SPT et l'essai pénétrométrique) et de

Laboratoire réalisés, les fondations du futur ouvrage seront du type superficiel, à savoir des semelles rectangulaires ou des radiers rigides en béton armé, ancrées au moins 2.00m de profondeur dans la formation d'encroûtement grésocalcaire, en tenant compte bien sûr de la condition d'ancrages minimaux des fondations assurant la stabilité des ouvrages.

Cependant, en cas où des niveaux peu compacts ou altérés seront éventuellement rencontrés (lors du creusement de fouilles) notamment à partir de 2.50m de profondeur, il convient alors, dans ce cas, de les purger et de rattraper la différence d'ancrage des fondations par des massifs continus en gros béton (ou béton cyclopéen).

D'autre part, vu que le terrain est implanté proche d'un ancien talweg et compte tenu de la nature sableuse perméable, il peut être exposé au risque d'infiltration des eaux pluviales provenant du côté Sud-est.

Il y a donc lieu de prévoir un système de drainage adéquat pour canaliser toutes les eaux de ruissellements loin de l'assiette.

La contrainte admissible "Qad" à retenir pour le dimensionnement des fondations sera, dans ce cas, prise égale à 3.00 bars (ou kg/cm²).

Pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront Dans les limites tolérables.

III. 16. 5 Tassements :

En ce qui concerne l'estimation des tassements d'une fondation superficielle sous la charge admissible (Qad) obtenue ci-dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes :

Tableau III. 35 : Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié

Type de fondation	Dimension des semelles (m)	Ancrage (m)	Capacité portante Admissible (bars)	Tassements prévisibles (cm)
Semelle rectangulaire ou radier	10.00	2.50	3.00	2.5

III. 16. 6 Ouvrage d'art (pont sur oued ain el sefra) PK 21+725 :**➤ Coupe géologique**

Les quatre (04) sondages (carottés et pressiométriques) réalisés au droit de l'ouvrage (Pont sur oued Ain El sefra) ont permis la description géologique décrite ci-après :

➤ Sondage SC.1 :

- 0.00m à 0.50m : Terre végétale ;
- 0.50m à 20.00 : Sable brun rougeâtre à brunâtre fin, légèrement concrétionné.

➤ Sondage SC.2 :

- 0.00m à 0.70m : Terre végétale ;
- 0.70m à 20.00 : Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné et renfermant des fragments de
- Grés entre (3 - 4m).

➤ Sondage SP.1 :

- 0.00m à 0.80m : Terre végétale ;
- 0.80m à 2.00m : Encroutement grésocalcaire rose beige dur, récupéré sous forme de fragments.
- 2.00m à 5.00m : Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.
- 5.00m à 20.00m : Sable brunâtre fin, renfermant des fragments de grés par endroits.

➤ Sondage SP.2 :

- 0.00m à 0.60m : Terre végétale ;
- 0.60m à 5.80m : Sable limoneux brun rougeâtre ;
- 5.80m à 20.00m : Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné et renfermant des fragments de grés.

III. 16. 6 Essais à la standard pénétration test S.P.T) :

Les résultats des vingt (20) essais S.P.T réalisés aux niveaux de la formation de sable rencontrées sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 36 : Résultats des essais SPT sur le sol étudié

N°SONDAGE	PROFONDEUR	NOMBRE DE COUPS	N
SC 1	2.00/2.45	9-14-21	35
	4.00/4.45	13-26-34	60
	6.00/6.45	19-30-38	68
	8.00/8.45	20-32-42	74
	10.00/10.45	18-31-44	75
	12.00/12.45	21-33-46	79
	14.00/14.45	23-35-48	83
	16.00/16.43	22-38-50 /13cm	REFUS
	18.00/18.40	24-41-50/10cm	REFUS
20.00/20.36	23-45-50/6cm	REFUS	
SC 2	2.00/2.45	11-14-20	34
	4.00/4.45	12-19-27	46
	6.00/6.45	14-27-32	59
	8.00/8.45	18-31-40	71
	10.00/10.45	17-34-43	77
	12.00/12.45	18-33-42	75
	14.00/14.45	19-39-45	84
	16.00/16.45	17-38-44	82
	18.00/18.45	21-42-49	91
	20.00/20.45	22-43-48	91

D’après les résultats obtenus, et en tenant compte la somme des deux derniers essais (N),les valeurs recueillies sont élevées traduisant la présence en place de formations sableuses très compacts ($N > 50$), avec toutefois l’obtention de quelques niveaux sableux compacts ($30 < N < 50$) entre 2m et 4m.

Au vu de ces résultats, et d’après l’abaque de TERZAGHI et MEYERHOFF, on pourra conférer aux sables en place la densité relative et l’angle de frottement interne:

➤ **Pour $30 < N < 50$:**

- Une densité relative D_r comprise entre 0.6 et 0.8
- Un angle de frottement interne (φ) compris entre 40° et 45°

➤ *Pour N>50 :*

- *Une densité relative $Dr > 0.8$*
- *Un angle de frottement interne (ϕ) $>45^\circ$*

III. 16. 7 Essais pressiométriques :

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ *Sondage SP.1 :*

Tableau III. 37 : Résultats des essais pressiométriques - *Sondage SP.1*

Sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI' (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	État de serrage
SP.1	2.00	38.6	38.5	38.6	2824	73.1	Grés brunâtre à grains moyen	Sur consolidé
	4.00	39.8	39.5	39.8	2508	63.0		
	6.00	39.8	39.3	39.8	3245	81.5	Sable brunâtre fin, renfermant des fragments de grés	Sur consolidé
	8.00	41.9	41.2	41.9	1295	30.9		
	10.00	40.4	39.5	40.4	3987	98.8		
	12.00	40.8	39.7	40.8	2427	59.5		
	14.00	40.3	39.1	35.4	1265	31.4		
	16.00	41.5	40.1	41.5	1520	36.6		
	18.00	41.2	39.6	41.2	2770	67.2		
20.00	41.4	39.6	41.4	1697	40.9			

➤ *Sondage SP.2 :*

Tableau III. 38 : Résultats des essais pressiométriques - *Sondage SP.2*

Sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI' (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	Etat de serrage
SP.2	4.00	13.5	13.1	6.3	405	30.0	Sable limoneux brun rougeâtre	Sur consolidé
	6.00	10.6	10.0	7.7	203	19.2	Sable brunâtres fin, légèrement concrétionné et refermant des fragments de grés	Sur consolidé
	8.00	16.7	15.9	8.2	355	21.3		
	10.00	16.9	16.0	8.3	290	17.2		
	12.00	17.2	16.2	5.6	369	21.4		
	14.00	15.3	14.0	9.5	246	16.1		
	16.00	19.5	18.1	10.8	273	14.0		
	18.00	30.7	29.1	17.5	329	10.7		
20.00	31.3	29.5	17.7	320	10.2			

III. 16. 8 Pressions limites et modules pressiométriques :

➤ *SP1 :*

La formation de grés brunâtre à grains moyen, a été rencontrée au droit du sondage SP.1 entre 2.00m et 5.00m de profondeur.

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de cette formation sont très satisfaisants, caractérisant un horizon très compacte ($38.5 \text{ bars} < PI' < 39.5 \text{ bars}$) et ($2508 \text{ bars} < E < 2824 \text{ bars}$).

La formation de sable brunâtre fin, renfermant des fragments de grés a été rencontrée au droit du sondage SP1 au dessous de la formation de grés jusqu'à 20.0m de profondeur.

Les résultats préssiométriques obtenus au sein de cette formation sont satisfaisants, caractérisant un horizon très compact à compacte ($39.1 \text{ bars} < P1^* < 41.2 \text{ bars}$) et ($1265 \text{ bars} < E < 3987 \text{ bars}$).

➤ *SP2 :*

La formation sableuse rencontrés au droit du sondage SP2 à partir de 0.60m jusqu'à la fin du sondage (20.0m de profondeur).

Les résultats préssiométriques obtenus au sein de cette formation sont assez dispersés mais relativement satisfaisants, caractérisant un horizon moyennement compact à compact ($10.0 \text{ bars} < P1^* < 29.5 \text{ bars}$) et ($203 \text{ bars} < E < 369 \text{ bars}$).

➤ *Rapport E/P1 :*

Les valeurs de P1 et E obtenues entre 2.0 m et 20.0 m donne globalement des rapports E/P1 moyens à élevés caractérisant horizons normalement consolidés ($7 < E/P1 > 12$).à surconsolidés ($E/P1 > 12$).

III. 16. 9 Essais de pénétration dynamique :

Quatre (04) essais de pénétration dynamique ont été réalisés aux droits de chaque sondage carotté et pressiométrique dans un souci de corrélation. Ces derniers ont donnés lieu à des diagrammes semblables connaissant des refus brefs et superficiels situés entre 0.55m jusqu'à 1.95m de profondeur. On rapprochant les résultats de ces essais pénétrométriques avec les coupes des sondages réalisés, on constate que les formations naturelles en surface présentent une bonne résistance à la pénétration dynamique.

III. 17 Essais de laboratoire

III. 15. 1 Essais physiques

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 39: Caractéristiques physiques du sol étudié

Sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI' (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	Etat de serrage
Max	2.70	-	-	NM	20.64	64.5	48	-
Min	2.63	-	-	NM	17.66	15.4	05	-

Les matériaux testés sont de plasticité nulle (indice de plasticité non mesurable) et carbonatés par endroits.

Il s'agit des matériaux non plastiques: sol sableux, classe B, B₁.

III. 17. 2 Essais mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 40: Résultats des essais mécaniques sur le sol étudié

	Profondeur (m)	RC (bars)	Yd (t /m ³)
Max	4.00 /4.30	170.1	2.31
Min	4.30/4.50	124.5	2.30

Les valeurs de "Rc" obtenues de la formation gréseuse rencontrée au droit du sondage SP.1, caractérisent des matériaux de bonne consistance.

III. 17. 3 Essais chimiques :

L'analyse chimique complète du sol est donnée par le tableau suivant (Provenance : SP.1, SP.2, SC.1 et SC.2) :

Tableau III. 41: Analyse chimique du sol étudié

Caractéristiques	symboles	Unités	TENEURS			
			SP.1	SP.2	SC.1	SC.2
			PROFONDEUR (m)			
			11.0/12.0	10.5/11.0	13.0/14.0	12.45/13.0
La silice	SiO ₂	%	45.80	88.70	55.80	73.80
La chaux	caO	%	28.48	3.80	22.20	13.72
L'alumine	Al ₂ O ₃	%	0.00	0.22	0.15	0.39
L'oxyde de fer	Fe ₂ O ₃	%	0.73	0.71	0.48	1.09
Les sulfates	So ₄	Mg/Kg	NUL	NUL	NUL	NUL
Les carbonates	CaCO ₃	%	51.40	9.34	42.05	23.36
L'anhydride carbonique	CO ₂	%	22.62	4.11	18.50	10.28

Selon la norme NA16002 (2007) les quatre échantillons de sol analysés présentent un degré d'agressivités nul vis-à-vis du béton. Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de ces sols.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ces sols.

III. 17. 4 Fondations de l'ouvrage :

➤ *Type et ancrage des fondations :*

Les sols de ce site sont représentés sous forme de formation dominante de sables sur une profondeur importante, comme en témoigne la coupe lithologique et les essais pressiométriques.

Sur la base de l'ensemble des résultats recueillis dans le cadre de cette étude, on pourra retenir deux(02) types de fondations possibles pour cet ouvrage :

a) *Fondation superficielle :*

Ce type de fondation est proposé pour en raison de la bonne compacité des sols sablo-gréseux et/ou grés en place, et en tenant compte de la géologie générale du site révélée par l'ensemble des sondages carottés et pressiométriques et des résultats des essais « In Situ »

(essais SPT) , les fondations des futurs ouvrages seront du type superficiel, à savoir des radiers rigides en béton armé, ancrées dans la formation naturelle de sable brunâtre fin..., en tenant compte bien sûr de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages et ce, après avoir décapé toutes les couches superficielles suspects (remblai et éventuellement tous les niveaux peu compacts ou altérés).Quelle que soit son épaisseur.

Il appartient finalement au Bureau d'Études, seul détenteur des données réelles du projet, de déterminer les dimensions réelles des fondations et de vérifier si les tassements obtenus sont acceptables avec le taux de travail admissible du sol fixé à **3.50 bars (Ou kg/cm²)**.

➤ *Précautions particulières :*

Assurer de la nature et de la compacité des couches d'assise des fondations, en prenant soin de purger tous les niveaux peu compacts ou altérés susceptibles d'être rencontrés lors du creusement des fouilles à partir de la profondeur d'ancrage fixée à partir de 6.00m sous le niveau du terrain naturel.

Compte tenu de la nature du sol d'assise des fondations, matériau pulvérulent (donc sensible à l'eau), il est impératif, dès l'achèvement de la fouille, prévoir, éventuellement une couche drainante de en suite couler une couche en gros béton de 0.10 à 0.20m l'épaisseur, permettant d'une part de préserver intacts les caractéristiques intrinsèques (physiques et mécaniques) du sol de fondation, et d'autre part de réduire l'influence des charges transmises par l'ouvrage à construire.

b) Fondation profonde :

Pour ce type de fondation, on pourra admet des pieux en béton armé forés tubés (avec tubage récupéré), de diamètre $D=1.20m$ et fichés à 18.00m de profondeur à partir du niveau du terrain naturel dans un niveau jugé dur et compact de la formation sableuse brunâtre fin.

III. 17. 5 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements :

À titre *indicatif*, nous avons effectué le calcul théorique de la charge portante d'un pieu isolé conformément aux règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages, lithologiques des sondages réalisés.

Les hypothèses de calculs considérées sont les suivantes :

- *Pieu isolé en béton armé, foré et tubé avec tubage récupéré, de diamètre (D = 1.20m), Fiché a de 18.00m de profondeur sous le niveau du terrain naturel.*

(On note que Les valeurs de Ple ont été réduites, volontairement, par mesure de sécurité)

Après tout calcul fait, on disposera dans ce cas une charge portante admissible Q de l'ordre de 200 tonnes / pieu.

Nous signalons cependant que dans les calculs effectués, la tranche de sol altérée et susceptible de tasser a été prise égale de 3.00m (correspondant à la couverture alluviale).

Par conséquent, il n'a pas été tenu compte du frottement latéral pouvant être mobilisé par cette couche, en raison du risque de frottement négatif pouvant être engendré aux niveaux des appuis d'extrémités (culées), notamment après la mise en œuvre des remblais d'accès projetés.

III. 17. 6 Tassements :

En ce qui concerne l'estimation des tassements des fondations sous la charge admissible (Qad) obtenue ci- dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes :

Tableau III. 42: Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié

Type de fondation	Dimension des semelles (m)	Ancrage (m)	Capacité portante admissible (bars) ou (kg /Cm ²)	Tassements prévisibles cm
Radier général	10.00	6.00	3.50	2.5
Radier sur pieux	1.20	18.00	200t /pieu	1.20/1.44

➤ ***Précaution particulière :***

Des risques d'érosion des berges et d'affouillements du lit de l'oued sont à craindre, en raison de la nature sableuse (matériau fin, donc sensible à l'eau) de la formation sableuse rencontrée. Par conséquent les fondations des appuis devront être nécessairement ancrées à une profondeur jugée suffisante les mettant à l'abri des affouillements avec mise en place d'une protection pour éviter le phénomène du déchaussement des fondations (notamment des appuis intermédiaires et des culées) qui est à craindre dans de tels milieux.

Par ailleurs, comme nous ne disposons d'aucune donnée hydraulique et hydrogéologique concernant oued Ain Es sefra, il n'est pas possible de se prononcer sur la profondeur maximale d'affouillement sous les fondations notamment en période de crue.

III. 18 Ouvrage d'art PK 22+410 :

➤ ***Coupe géologique :***

Le sondage pressiométrique réalisé au droit de l'ouvrage (Passage supérieur) a permis la description géologique décrite ci-après :

➤ ***Sondage SP.1 :***

- *0.00m à 0.20m : Terre végétale;*
- *0.20m à 0.80m : Encroutement gréso-calcaire rose beige dur, récupéré sous forme de fragments.*
- *0.80m à 15.00m : Sable brunâtre à brun rougeâtre fin, légèrement concrétionné et alterné de passées gréseuses.*
- *15.00m à 18.00m : Grés brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.*
- *18.00m à 25.00m : Sable brunâtre fin.*

IV. 18. 1 Essais pressiométriques :

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ *Sondage SP.1 :*

Tableau III. 43 : Résultats des essais pressiométriques – *Sondage SP.1*

Sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI' (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	État de serrage
SP.1	1.50	27.0	26.9	27.0	5661	209.4	Sable brunâtre à brun rougeâtre fin, légèrement concrétionné et alterné de passées gréseuses.	Sur consolidé
	3.00	41.2	41.0	41.2	2822	68.4		
	4.50	42.3	41.9	42.3	8727	206.5		
	6.00	41.6	41.0	31.9	2032	48.9		
	7.50	27.3	26.6	27.3	5927	217		
	9.00	42.8	41.9	37.5	2855	66.8		
	10.50	41.6	40.6	41.6	4605	110.8		
	12.00	41.4	40.3	31.3	1946	47.0		
	13.50	32.1	30.9	32.1	1620	50.5		
	15.00	41.1	39.8	26.5	1552	37.7		
	16.50	42.4	40.9	42.4	13606	320.8	Grès brunâtre à grains moyen, moyennement dur, alterné de fines couches de sable.	
	18.00	42.6	40.9	33.1	1333	31.3	Sable brunâtre fin.	
	19.50	42.9	41.2	37.8	1562	36.4		
	21.00	42.6	40.7	42.6	2690	63.1		
	22.50	42.20	40.20	23.50	1196	28.30		
	24.00	44.60	42.40	39.00	1289	28.90		

III. 18. 2 Pression limites et modules pressiométriques :

Les résultats pressiométriques obtenus au sein des formations naturelles en place sont satisfaisant caractérisant des horizons durs et compacts ($26.9 \text{ bars} < PI^* < 42.4 \text{ bars}$).

➤ **Rapport E/PI :**

Les valeurs de PI et E obtenues entre 1.50 m et 25.0 m donne globalement des rapports E/PI élevés caractérisant des formations naturelles sur consolidés ($E/PI > 12$).

III. 18. 3 Essais de pénétration dynamique :

Deux (02) essais de pénétration dynamique, notés K1 et K2, ont été réalisés au droit du sondage pressiométrique dans un souci de corrélation.

Les deux essais ont connus des refus brefs et superficiels situés entre 0.50m à 0.65m de profondeur.

On rapprochant les résultats de ces essais pénétrométriques avec les coupes des sondages réalisés, on constate que les formations naturelles en surface présentent une bonne résistance à la pénétration dynamique.

III. 19 Essais de laboratoire :**III. 19. 1 Essais physiques :**

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III. 44: Caractéristiques physiques du sol étudié

	Y_s	I_p	W_1	E_s	C_{aCO_3}	% fines
Max	2.68	NM	26.05	42.8	40	18
Min	2.60	NM	16.95		27	17

Chapitre 03 :

Résultats et analyses des essais

Les matériaux testés sont d'une plasticité nulle (Indice de plasticité non mesurable) et carbonatés. Il s'agit d'un sol sableux, classe B, B_1 .

III. 19. 2 Essais mécaniques :

Compte tenu de l'état de récupération et la nature de matériaux traversés, aucun essai mécanique n'a pu être réalisée.

III. 19. 3 Essais chimiques :

L'analyse chimique complète du sol est donnée par le tableau suivant :

➤ *SOL: SP.1 (Profondeur: 4.00m / 5.00m) :*

Tableau III. 45: Analyse chimique su sol étudié

Caractéristiques	Symboles	Teneurs	Unités
La silice	SiO_2	44.50	%
La chaux	CaO	31.23	%
L'alumine	Al_2O_3	0.00	%
L'oxyde de fer	Fe_2O_3	0.38	%
Les sulfates	SO_4	NUL	Mg/Kg
Les carbonates	$CaCO_3$	56.07	%
L'anhydride carbonique	CO_2	24.67	%

Selon la norme NA 16002 (2007), l'échantillon du sol analysé prélevé du sondage SP. 1, profondeur 4.00/5.00 présente un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de ce sol.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ce sol.

III. 19. 4 Fondations de l'ouvrage :

➤ *Type et ancrage des fondations :*

Le terrain investigué offre en général une bonne aptitude à servir d'assise au projet auquel il est destiné. En tenant compte de la géologie générale du site révélée par le sondage pressiométrique, des résultats des essais In-Situ (essais pressiométrique et pénétration dynamique) et de laboratoire réalisés, les fondations du futur ouvrage seront du type superficiel, à savoir des semelles rectangulaires ou radiers rigides en béton armé, ancrées à partir de 3.00m de profondeur sous le niveau du terrain actuel (dans la formation de sable brunâtre à brun rougeâtre,...) , en tenant compte bien sûr de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages et ce, après avoir décapé toutes les couches superficielles suspects (Terre végétale) quelle que soit leur épaisseurs.

Cependant, en cas où des niveaux peu compacts ou altérés seront éventuellement rencontrés (lors du creusement de fouilles) notamment à partir de 3.00m de profondeur, il convient alors, dans ce cas, de les purger et de rattraper la différence d'ancrage des fondations par des massifs continus en gros béton (ou béton cyclopéen).

Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage seraient assises sur la même formation géologique Compte tenu de la nature pulvérulente (sableuse, donc sensible à l'eau) du sol en place, il est impératif, dès l'achèvement des fouilles de fondations, de couler une couche en gros béton de 0.10 à 0.20 m d'épaisseur, permettant d'une part de préserver intacts les caractéristiques intrinsèques 0.20 m d'épaisseur, permettant d'une part de préserver intacts les caractéristiques intrinsèques (physiques et mécaniques) du sol de fondation et d'autre part de réduire l'influence des charges transmises par l'ouvrage à construire.

III. 19. 5 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements :

À titre indicatif, nous avons effectué le calcul théorique de la charge portante et le Tassement d'un radier conformément aux règles techniques de conception et de calcul des Fondations des ouvrages de génie civile Les hypothèses de calculs considérées sont les suivantes :

- Radier de largeur $B = 10.0\text{m}$, et de longueur $L = 15.0\text{m}$ ancrée à 3.5m de profondeur dans La formation naturelle en place (Sable brunâtre fin, concrétionné...).

Après tout calcul fait, une contrainte admissible de l'ordre de 4.00 bars (ou kg/cm²) pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront dans les limites tolérables.

III. 19. 6 Tassements :

En ce qui concerne l'estimation des tassements d'une fondation superficielle sous la charge Admissible (Qad) obtenue ci-dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes :

Tableau III. 46 : Valeurs des tassements du sol étudié

Type de fondation	Dimension des semelles (m)	Ancrage (m)	Capacité portante admissible (bars) ou (Kg/cm ²)	Tassements prévisibles (cm)
Semelle rectangulaire ou radier	10.00×15.00	3.50	4.00	0.08/0.07

III. 20 Ouvrage d'art PK 25+860 :

➤ *Coupe géologique :*

Les trois (03) sondages (carottés et pressiométriques) réalisés au droit de l'ouvrage (Passage supérieur) ont permis la description géologique décrite ci-après :

➤ *Sondage SC.1 :*

- 0.00m à 1.20m : Remblai ;
- 1.20m à 8.00m : Argile brun rougeâtre concrétionné, devenant limoneuse vers la base
- 8.00m à 20.00m : Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné et consolidé par endroits.

➤ *Sondage SC.2 :*

- 0.00m à 0.60m : Terre végétale ;
- 0.60m à 9.00m : Argile brun rougeâtre concrétionné, devenant limoneuse vers la base

- 9.00m à 20.00m : Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné et consolidé par endroits.

➤ **Sondage SP.1 :**

- 0.00m à 0.60m : Remblai ;
- 0.60m à 2.00m : Fragments d'encroutement grésocalcaire beige dur, associés à une argile ;
- 2.00m à 10.00m : Argile brun rougeâtre concrétionné, devenant limoneuse vers la base ;
- 10.00m à 18.00m : Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné et consolidé par endroits ;
- 18.00m à 20.00m : Grés brunâtre à grains fins, alterné de fines couches de sable.

III. 20. 1Essais à la standard pénétration test (S.P.T) :

Les résultats de huit (08) essais S.P.T réalisés aux niveaux de la formation de sable rencontrées sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 47 : Résultats des essais SPT réalisés sur le sol

N° SONDAGE	PROFONDEUR (m)	NOMBRE DE COUPS (3× 15cm)	N
SC1	12.00/12.26	35-50/11cm	REFUS
	15.00/15.27	40-50/12cm	REFUS
	18.00/18.25	36-50/10cm	REFUS
	20.00/20.07	50/7cm	REFUS
SC2	12.00/12.23	34-50/8cm	REFUS
	15.00/15.25	37-50/10cm	REFUS
	17.00/17.35	24-42-50/5cm	REFUS
	19.00/19.28	40-50/13cm	REFUS

D'après les résultats obtenus, et en tenant compte la somme des deux derniers essais (N), les valeurs recueillies sont élevées traduisant la présence en place de formations

sableuses très compactes ($N > 50$). On pourra conférer à ces derniers les caractéristiques suivantes :

- Une densité relative $Dr > 0.8$
- Un angle de frottement interne (σ) $> 45^\circ$

III. 20. 2 Essais pressiométriques :

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ **Sondage SP.1 :**

Tableau III. 48 : Résultats des essais pressiométriques –Sondage SP. 1

	prof	P_1	P_1'	P_f	E	E/ P_1	HORIZONS	Etat de serrage
SP.1	2.00	10.1	9.0	8.4	333	32.9	Argile brun rougeâtre concrétionné, devenant limoneuse vers la base	Sur consolidé
	4.00	11.2	10.8	8.2	164	14.7		
	6.00	20.3	19.7	10.6	406	20.0		
	9.00	15.2	14.4	11.5	280	18.4		
	12.00	7.7	6.6	6.0	163	21.2	Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné	Sur consolidé
	15.00	7.9	6.5	7.9	100	12.8		
	18.00	73.8	36.2	37.8	2545	67.3	Grés brunâtre à grains fins, ...	Sur consolidé

III. 20. 3 Pressions limites et modules pressiométriques :

La formation d'argile brun rougeâtre concrétionné; a été rencontrée au droit du sondage SP.1 de 2.00m à 10.00m de profondeur.

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de cette formation sont assez dispersés peu satisfaisants, caractérisant un horizon moyennement compact ($9.0 \text{ bars} < P_l < 19.7 \text{ bars}$).

La formation de sable brunâtre fin, légèrement concrétionné a été rencontrée au droit du sondage SP1 au dessous de la formation d'argile jusqu'à 18.0m de profondeur.

Les résultats préssiométriques obtenus au sein de cette formation sont peu satisfaisants, caractérisant un horizon peu compact ($6.5 \text{ bars} < P_l^* < 6.6 \text{ bars}$) et ($100 \text{ bars} < E < 163 \text{ bars}$).

Les grés brunâtres à grains fins, alterné de fines couches de sable ont été rencontrés au droit du sondage SP1 en profondeur.

Les résultats préssiométriques obtenus au sein de cette formation sont satisfaisants, caractérisant un horizon compact ($P_l^* = 36.2 \text{ bars}$) et ($E = 2545 \text{ bars}$).

➤ **Rapport E/PL :**

Les valeurs de P_l et E obtenues entre 2.00 m et 18.00 m donne globalement des rapports E/P_l élevés à élevés caractérisant des formations naturelles sur consolidés. ($E/P_l > 12$)

III. 20. 4 Essais de pénétration dynamique :

Trois (03) essais de pénétration dynamique, notés de K1 à K3, ont été réalisés aux droits de chaque sondage (carotté et pressiométrique) dans un souci de corrélation.

Les pénétrogrammes recueillis à l'issue des essais ont connus des refus superficiels allant de 4.75m à 5.58m de profondeur et qui reflètent aux coupes des sondages réalisées.

Les valeurs de la résistance de pointe « R_p » enregistrées caractérisent un terrain naturel de bonne résistance à la pénétration dynamique jusqu'aux refus obtenus ($R_p = 400 \text{ bars}$).

En raccordant les résultats de ces essais pénétrométriques avec les coupes des sondages réalisées, on constate que les formations naturelles en place, présentent une bonne compacité dans l'ensemble.

III. 21 Essais de laboratoire

III. 21. 1 Essais physiques :

Les caractéristiques physiques figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 49: Caractéristiques physiques du sol étudié

	Y _s	Y _h	Y _d	W%	S _r %	I _p %	W _l %	E _s %	c _a c _{o3}	% fines
Max	2.70	2.46	2.23	17.0	100	NM	25.56	64.2	41	57
Min	2.63	2.06	1.80	4.5	42	NM	18.47	0.8	05	17

Les matériaux testés sont de plasticité nulle dans l'ensemble et carbonatés par endroits.

Il s'agit d'un : sol sableux, classe B, B₅.

III. 21. 2 Essais mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques du sol étudié figurent en annexe et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 50: Résultats des essais mécaniques du sol étudié

sondage	profondeur	P _c	C _t	C _g	Y _d	W _{int}	W _{fin}	R _c	Y _d
	5.58/5.85	-	-	-	-	-	-	14.0	1.93
	7.30/7.50	2.056	0.057	0.056	1.74	14.25	22.69	14.3	1.84

Les caractéristiques de compressibilité déterminées à partir d'un seul essai œdométrique qui a pu être réalisé donnent des valeurs de pression de consolidation relativement moyennes.

Cette valeur est supérieure à la contrainte effective verticale induite par le sol au repos. Il s'agit donc des sols sur consolidés, peu compressibles et peu gonflants.

Les valeurs de "R_c" obtenues caractérisent des matériaux de moyenne consistance en général. Elles reflètent bien la nature compacte de la formation d'argile brun rougeâtre concrétionnée rencontrée au droit du sondage SC.1.

III. 21. 3 Essais chimiques : analyse chimique complète du sol :

Provenance SP.1 :

Tableau III. 51 : Analyse chimique du sol – Sondage EP. 1

Caractéristiques	Symboles	Unités	Teneurs
La silice	SiO_2	%	58.50
La chaux	CaO	%	20.93
L'alumine	Al_2O_3	%	0.38
L'oxyde de fer	Fe_2O_3	%	0.97
Les sulfates	SO_4	Mg :Kg	NUL
Les carbonates	$CaCO_3$	%	37.38
L'anhydride carbonique	CO_2	%	16.45

Selon la norme NA16002 (2007) l'échantillon de sol analysé présente un degré d'agressivité nulvis-à vis du béton.

Il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de ce sol.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ce sol.

III. 21. 4 Fondations de l'ouvrage :

➤ Type et ancrage des fondations :

Les sols de ce site sont constitués de dépôts sableux sur une profondeur importante, comme en témoigne les coupes lithologiques et les essais pressiométriques. On optera par conséquent pour des fondations profondes pour les appuis de l'ouvrage d'art (Passage agricole) projeté à savoir :

Des pieux en béton armé forés tubés (avec tubage récupéré), de diamètre $D=1.20m$ et fichés à $20.00m$ de profondeur à partir du niveau du terrain naturel, dans un niveau jugé dur et compact de la formation sableuse brunâtre.

III. 21. 5 Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements :

En raison des mauvaises caractéristiques géotechniques des formations argileuses, on retiendra pour cet ouvrage des fondations profondes, à savoir des pieux en béton armé forés tubés (avec tubage récupéré), de diamètre $D=1.20m$, selon une fiche effective dans le substratum (sable brunâtre fin...), soit environ 18.0m à partir du niveau du terrain naturel actuel.

À titre indicatif, nous avons effectué le calcul théorique de la charge portante d'un pieu isolé conformément aux règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, ainsi que des essais préssiométriques du sol obtenues et des coupes lithologiques des sondages réalisés.

Les hypothèses de calculs considérées sont les suivantes :

a) - *Pieu isolé en béton armé, foré et tubé avec tubage récupéré, de diamètre ($D = 1.20m$) après tout calcul fait, on disposera dans ce cas une charge portante admissible Q de l'ordre de 200 tonnes / pieu.*

III. 21. 6 Tassements :

En ce qui concerne l'estimation des tassements d'une fondation superficielle sous la charge admissible (Q_{ad}) obtenue ci-dessus, il ressort des calculs les valeurs suivantes :

Tableau III. 52 : Valeurs des tassements prévisibles du sol étudié

Type de fondation	dimension	ancrage	Capacité portante admissible (bars) ou (Kg/cm^2)	Tassements prévisibles (cm)
Radier sur pieux	1.20	20.00	200t /pieu	1.20/1.44

III. 21. 7 Conclusion :

Ce chapitre a permis de déterminer la nature géologique des formations rencontrées en place de préciser le contexte géologique du site et de déterminer aussi certaines caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des formations naturelles le constituant.

Chapitre 04 :
Dimensionnement d'un corps de chaussée

IV. 1 Introduction

La qualité de la construction des chaussées joue un rôle primordial. Celle-ci passe d'abord par une bonne connaissance du sol support et un choix judicieux des matériaux à réaliser.

Le dimensionnement des structures de chaussée constitue une étape importante de l'étude.

Il s'agit en même temps de choisir les matériaux nécessaires ayant des caractéristiques requises et de déterminer les épaisseurs des différentes couches de la structure de la chaussée.

Tout cela en fonction de paramètres fondamentaux suivants:

- ✓ Le trafic
- ✓ L'environnement de la route (le climat essentiellement)
- ✓ Le sol support
- ✓ La chaussée

Par définitions :

Au sens géométrique : c'est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.

Au sens structurel : c'est l'ensemble des couches de matériaux superposées de façon à permettre la reprise des charges.

IV. 2 Dimensionnement de la chaussée :

Une étude routière ne se limite pas en un bon tracé en plan et d'un bon profil en long, en effet, une fois réalisée, elle devra résister aux agressions des agents extérieurs et à la surcharge d'exploitation : action des essieux des véhicules lourds, effets des gradients thermiques, pluie, neige, verglas,...etc. Pour cela il faudra non seulement assurer à la route de bonnes caractéristiques géométriques mais aussi de bonnes caractéristiques mécaniques lui permettant de résister à toutes ces charges pendant sa durée de vie.

IV. 2 Constitution d'une chaussée : les différentes couches :

Vue leur rôle les chaussées se présentent comme des structures multicouches dont les épaisseurs doivent être suffisantes de manière à supporter sans dégradation la pression Verticale transmise au sol. Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement En profondeur, on peut constituer une chaussée par la superposition de couche de partir du sol (Voir la figureIV.1)

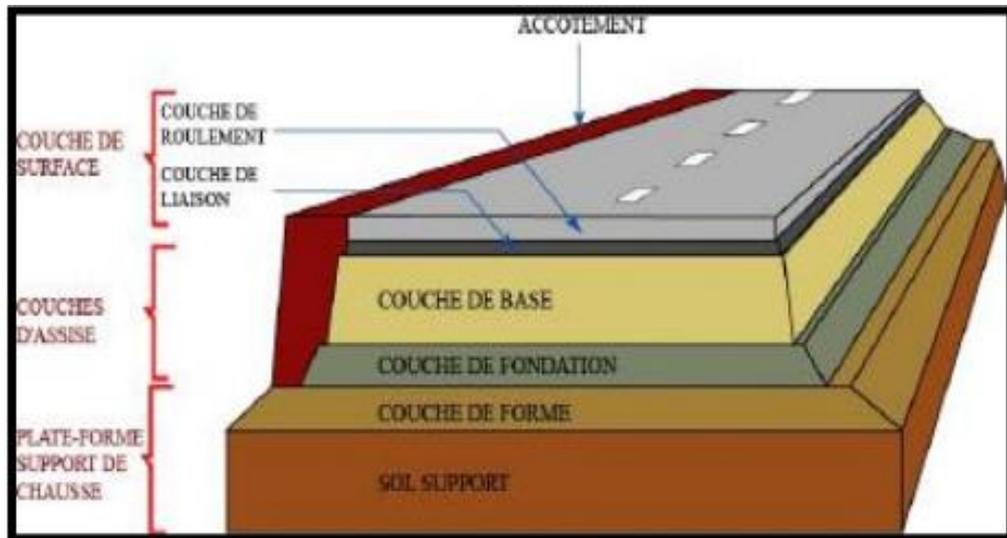


Figure IV. 1 : Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches

a) Sol support :

Il est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée.

b) Couche de forme

La couche de forme est un élément de transition qu'on introduit entre le sol support et les couche de sol afin d'améliorer et d'uniformiser la portance du sol. Cette couche, ne fait pas partie intégrante de la chaussée, elle est constituée soit de matériaux grenus roulés ou concassés, soit de matériaux traités au liant hydrauliques.

Elle a plusieurs fonctions :

- *Lors des travaux elle protège le sol support, contribue au nivellement et permet la circulation des engins de chantier ;*
- *Elle permet de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et de protéger ce dernier du gel.*

c) Les couches d'assise :

L'assise de chaussée se décompose en deux sous-couches : La couche de fondation, surmonte de la couche de base :

- **Couche de fondation** : *Elle est constituée de gravier concassé 0/40 d'une épaisseur de 20 cm. Elle répartit la pression sur le support, afin de maintenir les déformations.*
- **Couche de base** : *Elle est constituée de gravier 0/25 et bitume elle est d'une épaisseur de 20 cm, cette couche supporte exactement l'action des véhicules à l'intérieur de laquelle la pression élevée s'atténue avant d'être transmise à la couche de fondation.*

d) La couche de surface :

A son tour, la couche de surface a généralement une structure bicouche :

- **La couche de roulement** : *C'est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat.*
- **La couche de liaison** : *l'apport structurel de cette couche est secondaire sauf les chaussées à assise granulaire dont la couche de surface est la seule couche liée.*

IV. 3 Les différents types de chaussées :

❖ Les chaussées souples :

Ce sont les structures dites traditionnelles composées d'une couche bitumineuse (BB) mince (< 15 cm) pour la couche de roulement, et d'un corps de chaussée, assise, constitué d'une ou plusieurs couches de grave non traité (GNT). L'épaisseur globale de la chaussée est comprise entre 30 et 60 cm. Figure (IV.2)

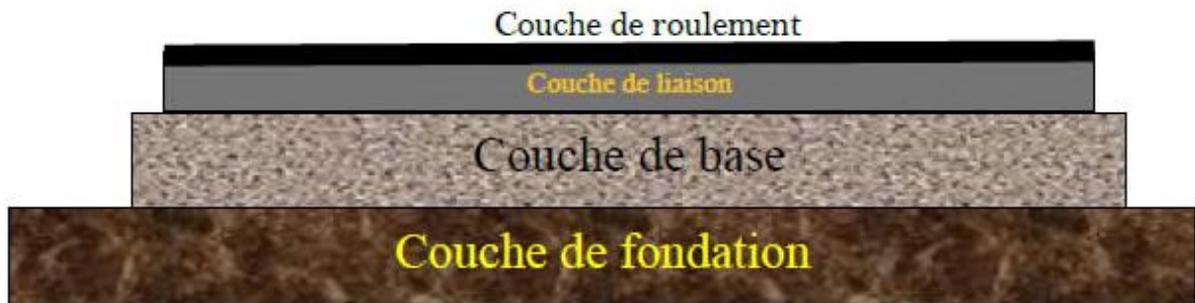


Figure IV.2 Chaussée souple.

❖ **Les chaussées bitumineuses épaisses :**

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou plusieurs couches.

L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

❖ **Les chaussées mixtes :**

Elles sont composées d'une couche de roulement et d'une couche de base en matériaux bitumineux sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques.

Le rapport K de l'épaisseur des matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée est de l'ordre de 0,5. Ces structures allient le comportement des deux types de matériaux et limite la vitesse de remontée des fissures.

❖ **Les chaussées semi-rigides**

Ce sont les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques. Elles comportent une couche de surface bitumineuse et une ou deux couches d'assise en matériaux traités au liant hydraulique (MTLH) dont l'épaisseur est de 20 à 50 cm.

❖ **Les chaussées à structure inverse :**

Leur structure est composée de couches bitumineuses (surface et une couche d'assise) sur une couche de GNT (de 10 à 12 cm d'épaisseur) reposant sur une couche de fondation ENMTLH.

L'interposition d'une couche granulaire (absente de la structure mixte comportant également une couche de matériaux traités au liant hydrocarboné et une couche de MTLH) permet de réduire efficacement la vitesse de remontée des fissures. Cette structure est Une configuration utilisée pour les chaussées autoroutières.

❖ **Les chaussées rigides (en béton de ciment) :**

Ces chaussées comportent une couche de base de roulement en béton de ciment de plus de 12 cm. La couche de béton repose sur une couche de fondation qui est soit en MTLH, soit en béton maigre, soit une couche drainant (GNT ou autre) ; soit elle repose directement sur le support de chaussée avec interposition d'une couche bitumineuse d'assise (environ 5 cm).

La structure est constituée de dalles goujonnées (prise en compte des joints et bords de dalles dans le dimensionnement), ou de béton armé continu. (Figure IV.3)

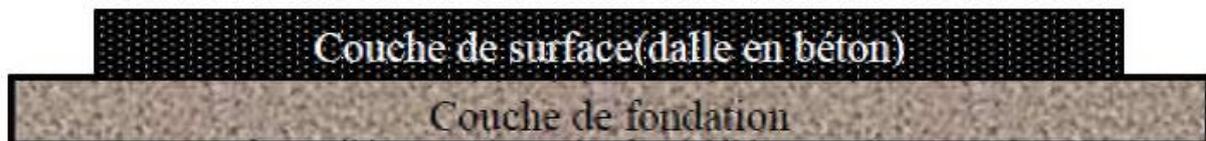


Figure IV.3 Chaussée rigide.

IV.4 La démarche de dimensionnement :

La démarche de dimensionnement reste sensiblement la même quelle que soit la technique de chaussée.

Étape 1 : consiste à choisir la couche de roulement puis au pré dimensionnement de la structure.

Étape 2 : modélisation de la structure : il s'agit de la présentation de l'empilement de la chaussée puis le calcul des contraintes et des déformations.

Étape 3 : vérification en fatigue de la structure et de la déformation du support : les contraintes et les déformations calculées doivent être inférieures aux valeurs admissibles.

Étape 4 : ajustement des épaisseurs calculées qui a pour but de :

- Tenir compte des contraintes technologiques d'épaisseur minimale et maximale pour atteindre les objectifs de compacité.
- Minimiser les risques de défauts de collage aux interfaces.
- Protéger les assises traitées de la remontée des fissures.

Étape 5 : vérification de la tenue au gel-dégel.

Étape 6 : définition de la coupe transversale de la chaussée

IV.4. 1 Les principales méthodes de dimensionnements méthodes :

On distingue deux méthodes : les méthodes empiriques, et semi empiriques.

Ces méthodes s'appuient sur trois paramètres :

- La force portante : Obtenue par les différents essais géotechniques.
- Le trafic : Charge par voie, pression de gonflage et répétition des charges.
- Caractéristiques mécaniques des différents matériaux constituant les couches.

➤ Méthode C.B.R (California-Bearing-Ratio)

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90° à 100°) del'optimum Proctor modifié sur une épaisseur d'eau moins de 15 cm.

La détermination de l'épaisseur totale du corps de chaussée à mettre en œuvre s'obtient par l'application de la formule présentée ci-après :

$$E_{eq} = \frac{100 + (\sqrt{p})(75 + 50 \log_{10} \left(\frac{N}{10} \right))}{I_{CBR} + 5}$$

Avec :

I : indice CBR (sol support)

N : désigne le nombre journalier de camion de plus 1500 Kg à vide.

N : $T_H \cdot \%PL$

$$T_H = \frac{T_0}{2} (1 + \tau)^m$$

Chapitre 04 :

Dimensionnement d'un corps de chaussée

P : charge par roue $p = 6.5t$ (essieu 13 t)

Log : logarithme décimal

L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante :

$$E_{eq} = C_1 \times e_1 + C_2 e_2 + C_3 e_3$$

$C_{1 \times e_1}$: Couche de roulement

$C_{2 \times e_2}$: Couche de base

$C_{3 \times e_3}$: Couche de fondation

Où : C_1, C_2, C_3 : coefficients d'équivalence (voir tableau)

e_1, e_2, e_3 : Épaisseurs réelles des couches

Le tableau ci-dessous indique les coefficients d'équivalence pour chaque matériau :

Tableau IV. 1 : Coefficients d'équivalence des matériaux

Matériaux utilisés	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux ou enrobe dense	2 ,00
Grave ciment-grave laitier	1,50
Grave bitume	1,20 à 1,70
Grave concassée ou gravier	1,00
Grave roulée-grave sableuse T.V.O	0,75
Sable ciment	1 ,00 à 1,20
Sable	0 ,50
Tuf	0 ,60

➤ **Méthode A.A.S.H.O (American association of state Highway officials):**

Cette méthode empirique est basée sur des observations du comportement, sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales.

Chaque section reçoit l'application d'environ un million des charges roulantes qui permet de préciser les différents facteurs :

- *L'état de la chaussée et l'évolution de son comportement dans le temps.*
- *L'équivalence entre les différentes couches de matériaux.*
- *L'équivalence entre les différents types de charge par essai.*
- *L'influence des charges et de leur répétition.*

➤ **Méthode d'ASPHALT INSTITUTE :**

Elle basée sur les résultats obtenus des essais (AASHO), on prend en considération le trafic composite par échelle de facteur d'équivalence et utilise un indice de structure tenant compte de la nature des diverses couches. L'épaisseur sera déterminée en utilisant l'abaque de l'asphalte institue.

➤ **Méthode du catalogue des structures :**

C'est le catalogue des structures type neuves et établi par (SETRA), il distingue les structures de chaussées suivant les matériaux employés (GNT, SL, GC, SB). Il considère également quatre classes de trafic selon leur importance, allant de 200 à 1500 Véh /j.

Il tient aussi compte des caractéristiques géotechniques du sol de fondation. Il se présente sous la forme d'un jeu de fiches classées en deux paramètres de données trafic cumulé de poids lourds à la 20^{ième} année T_j et les caractéristiques de sol (S_j).

Détermination de la classe de trafic

La classe de trafic (TPL_i) est déterminée à partir du trafic poids lourd par sens circulant sur la voie la plus chargée à l'année de mise en service. Les classes des trafics adoptés sont dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2 : Classe des trafics adoptés

Classe de trafic	Trafic poids lourds cumulé sur 20ans
T1	$T < 7.3 \cdot 10^5$
T2	$7.3 \cdot 10^5 < T < 7.3 \cdot 10^5$
T3	$2 \cdot 10^6 < T < 7.3 \cdot 10^6$
T4	$7.3 \cdot 10^6 < T < 4 \cdot 10^7$
T5	$T > 4 \cdot 10^7$

Le trafic cumulé est donné par la formule :

$$T_c = T_{pl} \left[\frac{1+(1+\tau)^{n+1}}{\tau} \cdot 365 \right]$$

T_{pl} : Trafic poids lourds à l'année de mise en service

n : durée de vie (n=20 ans) ; et τ : taux d'accroissement pris est égal 4%

➤ **Détermination de la classe du sol :**

Le classement des sols se fait en fonction de l'indice CBR mesuré sur éprouvette compactée à la teneur en eau optimale de Proctor modifié et à la densité maximale correspondante .après immersion de quatre jours, le classement sera fait en respectant les seuils suivants :

Tableau IV. 3 : Différentes classes de sols

Classe de sol	Indice C.B.R
S_0	> 40
S_1	25-40
S_2	10-25
S_3	05-10
S_4	< 05

➤ **La méthode L.C.P.C (laboratoire central des ponts et chaussées):**

Cette méthode est dérivée des essais A.A.S.H.O, elle est basée sur la détermination du trafic équivalent donnée par l'expression :

$$T_{eq} = [TJMA \cdot a[(1 + Z)^n - 1] \times 0.75 \times P \times 365] / [(1 + Z) - 1] .$$

T_{eq} = trafic équivalent par essieu de 13 t.

TJMA = trafic à la mise en service de la route.

A = coefficient qui dépend du nombre de voies.

Z = taux d'accroissement annuel.

n = durée de vie de la route

p = pourcentage de poids lourds

Une fois la valeur du trafic équivalent est déterminée, on cherche la valeur de l'épaisseur équivalente e (en fonction de T_{eq} , I_{CBR}) à partir de l'abaque L.C.P.C .

L'abaque L.C.P.C est découpé en un certain nombre de zones pour lesquelles, il est recommandé en fonction de la nature et la qualité de la couche de base.

➤ **Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves:**

L'utilisation de catalogue de dimensionnement fait appel aux mêmes paramètres utilisés dans les autres méthodes de dimensionnement de chaussées : trafic, matériaux, sol support et environnement. Ces paramètres constituent souvent des données d'entrée pour le dimensionnement, en fonction de cela on aboutit au choix d'une structure de chaussée donnée.

La méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves est une méthode rationnelle qui se base sur deux approches :

- *Approche théorique.*
- *Approche empirique.*

IV.4. 2 Renforcement de la chaussée existante :

Il en existe plusieurs méthodes de renforcement des chaussées. Les méthodes de renforcement utilisées en Algérie sont :

- Méthode du catalogue des structures type de renforcement.
- Norme espagnole 6.3 IC.

❖ Méthode STRA-LCPC type de renforcement

Pour l'utilisation du guide de renforcement, on fait intervenir les coefficients d'équivalence des matériaux neufs et matériaux usés ; donc deux épaisseurs équivalentes.

La différence entre l'épaisseur de la chaussée neuf et l'épaisseur résiduelle donne l'épaisseur du renforcement à appliquer. L'épaisseur de la chaussée existante : **6BB+10GB+15GC**

Matériaux	E_{rex}	C_e	$E_{\acute{e}q\ ex}$
BB	06	1,7	09
GB	10	1,0	10
GC	15	0,6	09
Total	31		29,3

Donc $R = E_{\acute{e}q} - E_{\acute{e}q\ ex} = 41.4 - 29.2 = 12.2$. D'où le renforcement de la chaussée est de 12.2cm

IV.5 Conclusion

Les deux méthodes de dimensionnement utilisées étant empiriques ce qui explique ces différences en matière d'épaisseur. Aussi par souci de stabilité et de sauvegarde d'un niveau de service acceptable à long terme (pour toute la durée de service).

Les déformations dans les couches de chaussées provoquées par les charges dynamiques sont légèrement plus élevées que pour celles des charges statiques dues aux vibrations qu'elles engendrent. Ce sont ces déformations dues aux charges dynamiques qui doivent être considérées pour le dimensionnement.

Conclusions générale et recommandations

La qualité des travaux routiers passent par la maîtrise des aspects liés à la nature des matériaux, ainsi que leurs mises en œuvre, les délais et les couts.

Les travaux de construction des chaussées et des couches de forme représentent une part importante du coût global de réalisation des projets routiers. Cette importance justifie une recherche visant à minimiser les coûts par le choix des matériaux.

Notre expérience a été pour nous une occasion pour améliorer et enrichir nos connaissances dans le domaine. Nous avons abordés un projet à différentes étapes, ce qui nous a permis d'appréhender le cheminement complet du dimensionnement d'une chaussée routière.

Cette étude géotechnique du tracé deuxième boulevard périphérique du PK0+000 au PK 26+000 sur 26 Kms dans la wilaya de Mostaganem , à permis de traités quelques informations nécessaires et déterminer la nature géologique des formations rencontrées en place de préciser le contexte géologique du site et de déterminer aussi certaines caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des formations naturelles à l'aide des essais in situ et essais d'identification.

On a définit les chaussés ainsi leurs constitutions et les différents types, puis on a classé :

- Les différents mouvements de terrain selon leur vitesse de déplacement, et nous avons présenté.
- Les différents types de glissement qui existent dans la nature. Puis on a présenté les différents méthodes de calcule à l'équilibre avec leurs différentes hypothèses.

Nous avons appliqué dans ce mémoire les normes, les directives et les recommandations liées au domaine de la géotechnique des routes. Par ailleurs, notre souci capital c'est la sécurité routière et le confort des utilisateurs de la route en plus le développement économique de la région.

LISTE DES NOTATIONS

PK : point kilométrique
LTPO : Le laboratoire des travaux publics de l'ouest
UTM : les coordonnées
SC: sondage carotté
SP: sondage presse
SPT: standard pénétration test
GTR: classe du sol
EM : module de déformation pressiométrique
VS : volume conventionnel
R : refus de chaque tamis
Mi : masse sèche en gamme
Ri : masse refus cumulés
WL : limite de liquidité
WP : limite de plasticité
IP : indice de plasticité
 m_0 : masse sèche de prise d'essai
W : teneur en eau
 M_1 : masse humide de l'échantillon
Vbs: la valeur au bleu de méthylène
e : indice de vide
H: hauteur initial de l'échantillon
Sp: valeur de tassement
Hp: hauteur des pleins
Ms : masse du sol sec
Ps: masse volumique des grains solides
S: section de l'éprouvette
Cc: indice de compression
Cg: indice de gonflement
CD: la courbe de compressibilité œdométrique
 Δe : la variation de vide
N : effort de compression normal (vertical)
T : effort horizontal de cisaillement
A : surface de l'échantillon

CBR : CALIFORNIA-BEARING-RATIO

Δr : densité relative comprise entre 0.6 et 0.3

\emptyset : angle de frottement interne

W : Teneur en eau (%)

γ_d : poids volumique sec

Sr : Degré de saturation du sol

γ_s : poids volumique des grains

γ_h : poids volumique humide

WR : Limite de retrait (%)

Qad : contrainte admissible

Pl : pression limite

Pl' : pression limite nette

Pf : pression de fluage

E : module pressiométrique

RP : résistance de pointe

Qp : poconnement du sol sous la base du sol

Kp : facteur de portance

P_{le} : pression limite nette équivalente

Qs : la charge limite mobilisable par frottement

P : paramètre du pieu

Qs : frottement lateral unitaire limite

H : la partie de frottement latéral

Ql : capacité portante du pieu

GNT : grave non traité

BB : béton bitumineux

MTLH : matériaux traits au liant hydraulique

I : indice de CBR

Eeq : épaisseur total du corps de chaussée

Log : logarithm decimal

AASHO : American association of state highway officials

TPL : trafic poids lourds à l'année de mise en service

Tc : trafic cumulé

LCPC : laboratoire central des ponts et chaussées et $T_{\acute{e}q}$: Trafic équivalent par essieu de 13T.