



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : travaux publics

Spécialité : V.O.A

Thème

**ETUDE GEOTECHNIQUE DE L'EVITEMENT DU CENTRE
VILLE DE LA WILAYA DE MOSTAGANEM**

Présenté par :

- BENNABI Souna
- BECHAOUI Fatima Zohra

Soutenu le 10/07/ 2019 devant le jury composé de :

Président:	Mme .El mascri Setti	M.A.A
Examineur:	Mr. Rouam serik Mohamed	M.A.A
Encadreur :	Mr. BOUHAMOU Nasr-Eddine	Professeur
Invité d'honneur :	Mr. Cherif Mourad	Ingénieur

Année Universitaire : 2018 / 2019

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude et remerciement à ALLAH qui nous à donné la force, le courage puissant qui nous a donné la volonté pour élaborer ce travail.

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

C'est avec une profonde reconnaissance et particulière que nous remercions notre encadreur Mr BOUHAMOU NASREDDINE pour son aide, ses conseils et ses remarques qui nous ont permet de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.

Nous remerciements s'adressent aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier Mr KHELIFA et l'ensemble des enseignants, qui contribué à notre formation.

A tous ceux qui nous aidés de prés ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études.

FATIMA ZOHRA ET SOUNA

DEDICACES

A ma très chère mère

*Quoi que je fasse eu que je dise, je ne saurai point te
remercier*

*Comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance
me*

*Guide et ta présence à mes cotés a toujours été ma source de
force*

Pour affronter les différents obstacle.

Amon très cher père

*Tu es toujours été à mes cotés pour me soutenir et
m'encourager.*

Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection

*A mes très chère frères **Malik, Mustapha et Mohamed***

*A Ma petite sœur **Nourhane***

*A Ma Grande mère, mes oncles, tantes et cousines **Rabia et Soria***

*A mon ami **Waïl** et mes copines **Hadjer, Amina ,Aïcha et Fouzia**
ET Ma binôme **Fatima***

Puisse dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout

Réussite

SOUNA

DEDICACES

JE dédie ce précieux travail

*Aux DEUX rois de mon coeur, la lumière qui a éclairé mon
parcours l'homme*

*qui a toujours été là pour moi mon très cher père, et la femme qui a
toujours
veillé sur moi ma très chère mère.*

*A mes frères WALID , AMINE qui mon toujours aidé et qui ont été
ma première source
d'inspiration et de courage*

et à ma très chère sœur SABRINA .

*A ma deuxième moitié Abdel Hafidh qui m'a beaucoup soutenues,
et a toute ma
belle-famille.*

A toute ma familles oncles, tantes et cousins.

A tous mes amis et amies.

A ma Binôme SOUNA

A tous ceux que J'ai côtoyé au cours de mes études, profs et étudiants.

A vous tous.

FATIMA

Sommaire

Résumé

Introduction générale01

Chapitre I : Réseaux routiers

I.1. Généralité.....02

I.2.Rôles du réseau routier dans une économie.....03

I.3. Impact du réseau routier dans un pays.....04

I.3.1 Niveau économique.....04

I.4. Réseaux routiers internationaux.....05

I.5. Réseau routier en Algérie06

I.5.1.Introduction.....06

I.5. 2.Transport routier en Algérie07

I.5. 3. Consistance du réseau routier08

I.5. 4.Route transsaharienne (RST).....09

I.5. 5. Niveaux du réseau routier09

I.5. 6. Présentation du réseau routier Algérien.....10

I.5. 7.Perspectives de développement du réseau routier national.....10

I.5. 8. Grandes infrastructures dans les échanges internationaux.....11

I.6. Généralités sur les chaussées.....12

I.6.1. 1Introduction12

I.6. 2. Définition de la route.....12

I.6.3. Dimensionnement de la chaussée.....12

I.6.3.1. Constitution d'une chaussée12

Sommaire

I.6.4.Les différents types de chaussée.....	13
I.6.4.La démarche.....	15

Chapitre II : Réseaux Autoroutier

II .1.Introduction.....	16
II.2. Autoroute Est-Ouest	17
II.3. Etapes d'aménagement d'une autoroute	18
II.3. 1. Phasage transversal.....	18.
II.3. 2. Phasage longitudinal	18
II.4. Types d'autoroute.....	18
II.5. Fonction de l'autoroute.....	19
II.6. Choix de la catégorie.....	19

Chapitre III : Potentialités de la wilaya de Mostaganem

III.1 Situation géographique(relief, climat.....)	20
III.2. Démographique et superficie.....	21
III.3. Organisation de la wilaya.....	21
III.4.4. Ressources naturelles.....	21
III.4.4. 1 Terres agricoles.....	21
III.4.4. 2. Forets.....	21
III.5. Potentialités économiques	22
III.5. 1. Secteur de l'industrie et l'énergie.....	22
III.5. 2.Secteur de la pêche.....	22

Sommaire

III.6. Réseau routier de la wilaya de Mostaganem.....	23
---	----

III.7. Potentialités touristique.....	23
---------------------------------------	----

Chapitre IV :Aménagement du port de la wilaya de Mostaganem

IV .1. Présentation du projet	24
-------------------------------------	----

IV .2. INTRODUCTION.....	25
--------------------------	----

IV.2.1. DOCUMENTS COMMUNIQUES	25
-------------------------------------	----

IV.3. DESCRIPTION DE L'OUED AIN SEFRA, DONNEES TOPOGRAPHIQUES et GEOLOGIQUES	
--	--

IV .4.RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	28
--	----

IV.4.1. RECONNAISSANCE IN SITU.....	28
-------------------------------------	----

IV .4.1.1. PROGRAMME DE LA RECONNAISSANCE	29
---	----

Chapitre V : ETUDE GEOTECHNIQUE

V .1. Matériaux et méthodes	32
-----------------------------------	----

V .1. 1.Définition	32
--------------------------	----

V .1. 2. Méthodologie d'une étude géotechnique routière	32
---	----

V .1. 3.Caractérisation des sols.....	33
---------------------------------------	----

V .1. 3.1. Constituants d'un sol.....	33
---------------------------------------	----

V .1. 3.2. La teneur en eau.....	34
----------------------------------	----

V .1. 4. Les essais sur le corps de chaussée.....	36
---	----

V .1. 4. 1-Introduction	36
-------------------------------	----

V .1. 4. 2.Les couches de la chaussée	37
---	----

V .1. 4. 2-1-Couche de forme	37
------------------------------------	----

V .1. 4. 2-1-Définition	37
-------------------------------	----

V .1. 4. 2-2-Rôle	37
-------------------------	----

V .1. 4. 2.3-matériaux utilisées	38
--	----

V .1. 4. 2.4.Matériaux utilisables après traitement	38
---	----

V .1. 4. 2.2.La couche de fondation	39
---	----

Sommaire

V .1. 4. 2.2.1 Définition	39
V .1. 4. 2.2.2.Rôle de la couche de fondation	39
V .1. 4. 2.2.-3- Matériaux	39
V .1. 4. 2.3.Couche de base	39
V .1. 4. 2.3.1. Définition	39
V .1. 4. 2.3.2.Rôle	39
V .1. 4. 2.3.3.Matériaux	39
V .1. 4. 2.4.Couche de surface	40
V .1. 4. 2.4.1.Définition	40
V .1. 4. 2.4.2.Rôle	40
V .1. 4. 2.4.3.Matériaux	40
V .1. 4.3.Essais permettant de déterminer les paramètres de nature des sols.....	41
V .1. 4.3. 1.TENEUR EN EAU	41
V .1. 4.3. 1.1.Définition	41
V .1. 4.3. 1.2.But de l'essai	41
V .1. 4.3. 1.3.Mode opératoire	41
V .1. 4.3.2. Analyse granulométrique par tamisage	43
V .1. 4.3.2. 1.Définition	43
V .1. 4.3.2. 3.Domaine d'application	43
V .1. 4.3.2.4. Principe de l'essai	43
V .1. 4.3.2. 5. Matériel utilise	43
V .1. 4.3.2. 6. Préparation de l'échantillon pour l'essai	44
V .1. 4.3.2. 7.Coefficient d'uniformité Cu	44
V .1. 4.3.2. 8.Coefficient de courbure Cc.....	45
V .1. 4.3.3. Limites d'Atterberg	46
V .1. 4.3.3. 1.Définition	46
V .1. 4.3.3. 2.But de l'essai	46
V .1. 4.3.3. 3.Domaine d'application	47
V .1. 4.3.3. 4.Principe de l'essai	47
V .1. 4.3.3. 5.préparation de l'échantillon.....	47

Sommaire

V .1. 4.3.3. 6.Matériels utilisés.....	47
V .1. 4.3.3. 7.Préparation de l'appareil	48
V .1. 4.3.3. 8. Mode opératoire.....	48
V .1. 4.3.4.Masse volumique des granulats	51
V .1. 4.3.4.a- Masses volumiques apparentes.....	51
V .1. 4.3.4.b- Masses volumiques absolues (Méthode de l'éprouvette graduée).....	51
V .1. 4.3.4.b .1- Principe.....	51
V .1. 4.3.4.b .2.- mode opératoire.....	51
V .1. 4.3.5.Evaluation des carbonates.....	52
V .1. 4.3.5.1. Objet:.....	52
V .1. 4.3.5.2. Domaine d'application.....	52
V .1. 4.3.5.3. Principe	52
V .1. 4.3.5.4. Préparation de l'échantillon.....	52
V .1. 4.3.5.5. Analyse préliminaires	52
V .1. 4.3.5.6. Appareillages et matériels utilisés	52
V .1. 4.3.5.7. Réactifs utilisés.....	53
V .1. 4.3.5.8. Mode opératoire	53
V .1. 4.3.5.9. Calcul de la teneur en carbonate de l'échantillon.....	53
V .1. 4.3.7.Équivalent de Sable (ES)	54
V .1. 4.3.7.1.Définition	54
V .1. 4.3.7.2.But de l'essai	54
V .1. 4.3.7.3.Domaine d'application	54
V .1. 4.3.7.4. Principe de l'essai	55
V .1. 4.3.7.5. Matériels utilisés	55
V .1. 4.3.7.6. Préparation de l'échantillon pour essai	55
V .1. 4.3.7.7.mode operatoire.....	55
V .1. 4.4. Les essais de détermination des paramètres de compactage.....	57
V .1. 4.4. 1. Essai Proctor.....	57
V .1. 4.4.1. 2. But de l'essai	57
V .1. 4.4.1. 3. Principe de l'essai	57

Sommaire

V .1. 4.4 2. L'indice de portance (CBR).....	57
V .1. 4.4 2.1. But de l'essai	57
V .1. 4.4 2. 2. Principe de l'essai	58
V .1. 4.4.3. Densitomètre à membrane	59
V .1. 4.4.3.1 But	59
V .1. 4.4.3.2.SPECIFICATIONS	59
V .1. 4.4.3.3. Pour la détermination de la masse volumique des sols en place	59
V .1. 4.4.4. Extraction des liants d'un enrobé bitumineux.....	60
V .1. 4.4.4. 1.Principe	60
V .1. 4.4.4. 2.Produits chimiques	60
V .1. 4.4.4. 3.Appareillages	60
V .1. 4.4.4. 4.Mode opératoire	61
V .1. 4.4.4. 5. Préparation des échantillons:.....	61
V .1. 4.4.4. 6. Exécution de l'essai.....	61
V .1. 4.5. Classification géotechnique des sols.....	63
V .1. 4.5. 1. Plusieurs classifications dans différent pays	64
V .2.Interprétation des résultants	65
V .2.1. Sol support	65
V .2.1. 1. Teneur en eau.....	65
V .2.1.2. masse volumique absolue.....	67
V .2.1. 3.Masse volumique apparente(Humide et sec)	68
V .2.1. 4. Granulométrie avant lavage	70
V .2.1. 5. Equivalent de sable.....	72
V .2.1. 6. Limite d'Atterberg.....	73

Sommaire

V .2.1. 6. 1.Limite de plasticité	74
V .2.1. 7. PROCTOR NORMAL.....	76
V .2.1. 7.1.PROCTOR MODIFIER.....	77
V .2.1.8. CARBONAT.....	79
V .2.1.9.CBR.....	81
V .2.2. Couche de fondation.....	82
V .2.2.1.Teneur en eau par étuvage	82
V .2.2. 2. ANALYSE GRANULOMETRIQUE	83
V .2.2. 3. EQUIVALENT DE SABLE.....	84
V .2.2. 3. Carbonate (caco3)	85
V .2.2. 4. Limite d'Atterberg	86
V .2.2. 5..Essai proctor.....	89
V .2.2. 6.Essai CBR	90
V .2.3.Couche de surface.....	92
V .2.3.1.Carotte d'enrobé.....	93
V .2.3.2.Essai extraction à chaud (KUMAGAWA).....	94

Chapitre VI : stabilisation des talus

VI .1. Introduction.....	103
VI.2. Définition d'une pente.....	103
VI .2.1.Pentes naturelles.....	103

Sommaire

VI .2.2.Pentes artificiel.....	103
VI .3. Les mouvements des terrains.....	104
VI .4. Le choix des méthodes de calcul de la stabilité	104
VI .4. 1. Méthodes d'équilibres limites.....	104
VI .4. 2. La méthode d'éléments finis	105
VI .6. Différents logiciels de calcul de stabilité.....	105
VI .7. Méthodes de confortement.....	106
VI .7. 1. Introduction	106
VI .7. 2.Drainage.....	106
VI .7. 3.Renforcement :.....	106
VI .7. 4.4. Modifications géométriques (terrassement)	106
VI .8. Présentation du site d'étude.....	107
VI .8. 1.Contexte géologique général.....	107
VI .8. 2. Description des talus:.....	109
VI .9.La terre armée.....	116
VI .9.1. Généralités.....	116
VI .9.2. Les avantages	116
VI.9.3.principe de la terre armé	117
VI .9.3.1 .tirant d'ancrage	118
VI .9.4. domaines d'utilisations.....	118
VI .9.5. technique de la tarre armée	120
VI .10..calcul de stabilité des talus	126
VI .10.1. introduction	126
VI .10.2 Analyse de la stabilité des talus.....	126
VI .10.2.a. calcul de coefficient de sécurité théorique	126
VI .10.2.b. Détermination du coefficient de sécurité par logiciel PLAXIS.....	128
Conclusion.....	138

Liste des figures

Chapitre I : Réseaux routiers

Figure I.1: Réseau routier trans-Africains

Figure I.2: Densité du réseau routier dans le monde

Figure I. 3: Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches

Figure I .4: Chaussée souple.

Chapitre II : Réseaux Autoroutier

Figure II .1: L'Autoroute

Figure II. 2: Autoroute Est-Ouest

Chapitre III : Potentialites de la wilaya de Mostaganem

Figure III. 1: Réseau routier de la wilaya de Mostaganem

Figure III.2: Wilaya de Mostaganem

Figure III.3 : port de Mostaganem

Figure III.4 : complexe touristique à Mostaganem

Chapitre IV : Aménagement du port de la wilaya de Mostaganem

Figure IV.1: Vue panoramique de la région d'étude

Figure IV.2 :Extrait de la carte topographique de Mostaganem (NI-31-XIX- 11 Ouest) à l'échelle 1/25000

Figure IV.3 : la position de la région d'étude par rapport à la ville de Mostaganem

Figure IV.4:Extrait d la carte géologique de Bosquet-Mostaganem (102-128) à l'échelle 1/200000, montre la position de la région d'étude.

Figure IV.5: Présentations photographiques des principaux faciès qui marquent le site étudié

Figure IV .6: Présentations photographiques de certains aspects d'instabilité au niveau de la région d'étude

Liste des figures

Figure IV.7 : PROGRAMME DE LA RECONNAISSANCE

Chapitre V : ETUDE GEOTECHNIQUE

Figure V. 1 : les différentes phases d'un sol

Figure V.2: Terminologie géométrique des voies routières

Figure V.3 : Rôle de couche de forme

Figure V.4 : États de consistance des sols

Figure V.6 : équivalent de sable

Figure V.6 : Principe de l'essai Proctor normal et modifié

Figure V.7 : Densitomètre à membrane

Figure V.8 : Abaque de plasticité de Casagrande

Figure V.9 : Classification française des sols de $D_{max} > 50$ mm / Classification française des sols rocheux et organiques

Figure V.10 : Teneur en eau par étuvage

Figure V.11 : Teneur en eau par plaque chauffante

Figure V.12 : masse volumique des fines

Figure V.13 : masse volumique absolue des cailloux

Figure V.14 : Masse volumique apparente

Figure V.15 : Granulométrie avant lavage

Figure V.16 : GRANULOMETRIE APRES LAVAGE DU REFUS >80 MM

Figure V.17 : Equivalent de sable

Figure V.18 : limite de liquidité

Figure V.19 : Limite de plasticité

Figure V.20. PROCTOR NORMAL

Liste des figures

Figure V.21.proctor modifié

Figure V.22. CARBONAT

Figure V.23 : Teneur en eau par étuvage CF

Figure V.24.Granulométrie avant lavage CF

Figure V.25.Granulométrie après lavage CF

Figure V.26.Equivalent de sable CF

Figure V.27.Evaluation des carbonate

Figure V.28. limite de liquidité CF

Figure V.29 : Limite de plasticité CF

Figure V.30.essai proctor CF

Figure V.31 : Essai CBR

Figure V.32 : 1^{er} essai (carottage)

Figure V.33 : Essai extraction à chaud (KUMAGAWA)

Chapitre VI : stabilisation des talus

Figure VI. 1 : Les forces agissantes sur une tranche [1]

Figure VI .2 : Vue panoramique de la partie avale de l'Oued Ain Sefra

Figure VI .3: Vue panoramique de la partie amont (par rapport au projet) de l'Oued Ain Sefra

Figure VI .4: Extrait de la carte topographique de Mostaganem (NI-31-XIX- 11 Ouest) à l'échelle 1/25000

Figure VI .5: Image satellitaire « Google earth » présente la position de la région d'étude par rapport à la ville de Mostaganem

Figure VI .6 : Extrait d la carte géologique de Bosquet-Mostaganem (102-128) à l'échelle 1/200000, montre la position de la région d'étude

Liste des figures

Figure VI .7: Vue panoramique présentant noté dans le présent contexte « talus n°. 1 ». Notons la position des sondages pressiometriques.

Figure VI.8 : Coupe géologique et vue de près montrant la succession lithologique du talus n°1

Figure VI.9 : Coupe géologique et vue de près montrant la succession lithologique au sein de l'ouvrage n°2.

Figure VI.10 : Coupe géologique et vue de près montrant la succession lithologique au sein de l'ouvrage n°3.

Photo VI. 11 : Terre armée

Figure VI .12 : croquis d'ancrage

Figure VI. 13 : les tirants d'ancrage

Figure VI.14 : béton projeté

Figure VI.15 : boulons

Figure VI.16 : maille de torsion

Figure VI.17 : ancrage

Figure VI .18 : Photo présent talus à l'état initial naturel

Photo VI.19 : présent après traitement avec la terre armée

Photo VI.20 : présent après traitement avec la terre armée

Figure VI.21 : Ouvrir un nouveau espace de travail PLAXIS pour la modélisation d'un nouveau sol

Figure VI.22 : Choisir un nom du projet.

Figure VI.23 : : En logiciel PLAXIS 2D il ya deux types de calcul qu'on va le choisir dans cette étape est de 06 nœud ou 15 nœuds.

Figure VI.24 : La valeur de la pesanteur.

Figure VI.25 : Modifier l'unité de temps de comportement.

Liste des figures

Figure. VI.26 : Les model de sol ou de talus a étudier.

Figure VI.27 : Caractéristiques des matériaux constituant le sol à modéliser.

Figure VI.28 : Fixation de sol ou ancrage afin de le considérer en logiciel comme matériaux continu.

Figure VI.29 : Triangulation

Figure VI.30 : les Conditions initiales.

Figure VI.31 : Calcul

Figure. VI.32 : Résultats obtenus.

Figure. VI.32 : Résultats obtenus.

Liste des tableaux

Chapitre I : Réseaux routiers

Tableau I.1: évolution du parc automobile en Algérie

Tableau I.2 : réseau routier en Algérie (MTP 2009)

Chapitre V : ETUDE GEOTECHNIQUE

Tableau V.1 : Moyens utilisés pour chaque phase d'étude

Tableau V.2 : Valeurs usuelles de teneur en eau

Tableau V.3 : Etat des sols selon leur teneur en eau

Tableau V.4: matériaux utilisées

Tableau V.5: Coefficient d'uniformité Cu

Tableau V.6 : Classification des sols selon l'indice de plasticité IP

Tableau V.7: Classification de l'argilité d'un silt (limon) selon l'indice de plasticité IP

Tableau V.8 : Ordres de grandeur de WL et IP pour sols courants

Tableau V.9 : État de consistance du sol en fonction de Ic

Tableau V.10 : État de consistance du sol en fonction de IL

Tableau V.11 : Caractérisation des sols à partir de la valeur de ES

Tableau V.12 : nature du sol en fonction d'ES

Tableau V.13 : Valeurs usuelles de l'indice CBR

TABLEAU V.14 : RESULTATS D'ESSAI TENEUR EN EAU

TABLEAU V.15 : RESULTATS D'ESSAI TENEUR EN EAU par la plaque chauffante

TABLEAU V.16: RESULTATS D'ESSAI masse volumique des fines

TABLEAU V.17: RESULTATS D'ESSAI poids spécifique des cailloux

TABLEAU V.18 : RESULTATS D'ESSAI la masse volumique apparente

TABLEAU V.19: RESULTATS D'ESSAI Granulométrie avant lavage

TABLEAU V.20: RESULTATS D'ESSAI Granulométrie après lavage

TABLEAU V.21 : RESULTATS D'ESSAI Equivalent de sable

Liste des tableaux

TABLEAU V .22: RESULTATS D'ESSAI limite de liquidité

TABLEAU V .23: RESULTATS D'ESSAI Limite de plasticité

TABLEAU V .24: RESULTATS De la densité sèche de l' ESSAI proctor normal

TABLEAU V .25: RESULTATS De la teneur en eau de l' ESSAI proctor normal

TABLEAU V .26: RESULTATS De la densité sèche de l' ESSAI proctor modifié

TABLEAU V .27 : RESULTATS De la densité sèche de l' ESSAI proctor modifié

TABLEAU V .28: RESULTATS De la teneur en eau

TABLEAU V .29: RESULTATS de l' ESSAI d'analyse granulométrique avant lavage

TABLEAU V .30: RESULTATS de l' ESSAI d'analyse granulométrique après lavage

TABLEAU V .31: RESULTATS de l' ESSAI équivalent de sable

TABLEAU V .32: RESULTATS de Limite de liquidité

TABLEAU V .33: RESULTATS de Limite de liquidité

TABLEAU V .34: RESULTATS de la densité opm

TABLEAU V .35: RESULTATS de l'essai CBR

TABLEAU V .36: résultats de carottage

TABLEAU V .37: résultats granulométrie de carottage 1^{er} essai

TABLEAU V .38: résultats granulométrie carottage 2eme essai

Chapitre VI : stabilisation des talus

Tableau VI1 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de Sécurité

Liste des tableaux

Introduction générale

Introduction générale

L'étude des routes commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisées in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, qui permettent de déterminer la surface de rupture. On va définir les différents types de chaussées ainsi que leurs constitutions,

Ce qui concerne l'étude du tronçon de la pénétrante autoroutière reliant le port de Mostaganem à Tjdidite est l'objet de notre mémoire, nous avons adopté la méthodologie qui consiste d'abord, à analyser la stabilité des talus des remblais et des déblais.

De ce fait notre travail se divise en deux parties :

- La première partie porte sur une étude bibliographique sur les chaussées, leurs constitutions, le dimensionnement et les différents types de chaussées, et aussi étude géotechnique et la classification des sols du tronçon de la pénétrante de Mostaganem. Cette étude a été commencée par des essais au laboratoire
- Dans la deuxième partie la stabilité des talus par la technique de la terre armée sera présentée les différentes méthodes de calcul de la stabilité et les différentes méthodes de confortement et de stabilisation à l'aide du calcul numérique (logiciel de conception géotechnique PLAXIS 2D v8.2), seront aussi exposées

Chapitre I :

Réseaux

routiers

Réseaux routiers

I.1. Généralité:

Le réseaux routier est l'ensemble des voies de circulation terrestres permettant le transport par véhicules routiers ; et en particulier les véhicules motorisée (automobile ; motos ; autocars ; poids lourds...)

Le type de voirie d'une section du réseau routier détermine le statu (aussi appelé le classement) de la section considérés et les responsabilités y afférentes. Certaines portions du réseaux routier sont ainsi utilisable par tous les types de véhicule ; d'autre sont réservées aux véhicule immatriculés . les autoroutes sont interdites a certains types de véhicules (vitesse limite inférieur)

Le réseau routier est composé de :

- Voies carrossables avec revêtement : rue (au sens générique ;incluant avenues ; boulevard ; routes ; voies express ; autoroutes)
- Voies carrossable sans revêtement : chemin de terre ; pistes

Il ne comprend pas :

- Les espaces carrossables destinés a une autre usage que la circulation : aires de stationnement ; aires de manœuvre ..
- Les voies non carrossables telles que les sentiers ; sentes muletières.....

La gestion du réseau routier est de la responsabilité des collectivités publiques :

- L'état pour les routes nationales et les autoroutes
- Les collectivités locales. En France ce sont les conseils généraux départements pour es routes départementales et les routes nationales d'intérêt (depuis 2006)
- Les communes pour les routes communales; ex-chemins vicinaux [1]

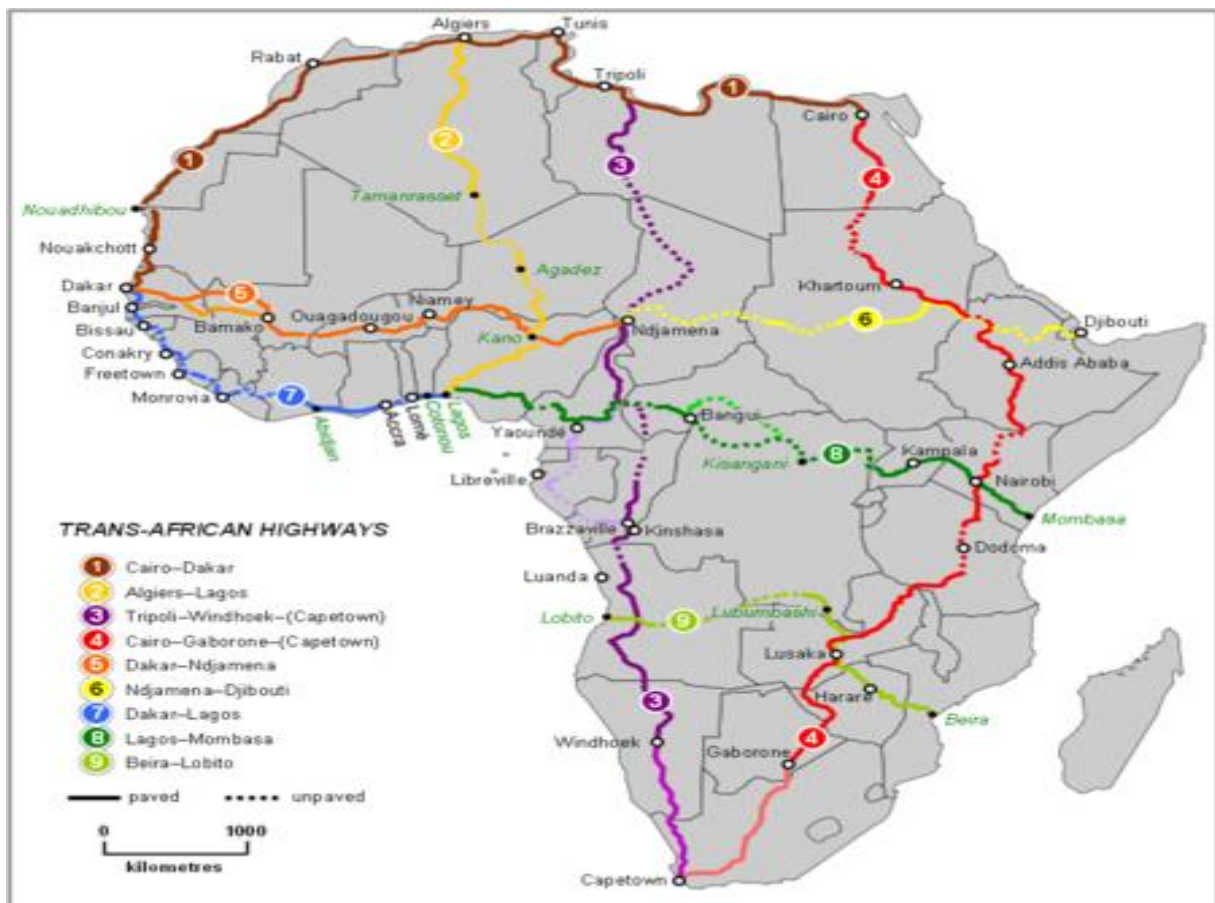


Figure I.1: Réseau routier trans-Africains

I .2.Roles du reseau routier dans une économie:

Comme nous l’avons défini ci-haut, le reseau routier est un ensemble de routes interconnectées au sein d’une region/territoire visant l’integration et l’unification. Il joue un role important dans une economie par son action de mise en connexion de toute les zones de production a celles de consommation.

Le reseau routier constitue un des secteurs porteurs de croissance en ayant des effets d’entrainement sur d’autre secteurs. Il est au fait considéré comme une épine dorsale et un des secteurs moteurs de démarrage du processus de la croissance.

Dans le processus de création des richesses dans une économie, les routes permettent les transactions et les échanges commerciaux entre les régions en accordant une sorte de valeur ajoutéesur toutes les productions agricoles locales dans les milieux urbains, et cela par l’action de l’industrie manufacturière tout en évitnat le cloisonnement des marches sur une région.

De maniere generale le réseau routier agit sur le secteur agricole et sur le secteur de l’industrie manufacturiere considérée comme les deux secteurs les plus sensible pour le démarrage du processus de la croissance économique dans certains pays.

En d'autres termes, le processus de développement économique en tous lieux nécessite l'établissement d'un réseau routier adéquat car l'insuffisance et la non connexion des routes constituent un des éléments principaux qui entravent le développement des pays sous équipés.

Comme l'avait dit le professeur IVON BONGOY: « il n'existe pas un seul pays qui se dit développé et qu'il a des problèmes des routes et inversement, il n'existe pas un seul pays qui a des infrastructure routières adéquates et que sa population vit dans la pauvreté » [2]

I.3. Impact du réseau routier dans un pays:

I.3.1 Niveau économique:

Nous voulons ici dans le cadre de notre analyse montrer l'impact du réseau routier sur deux secteurs importants d'une économie. Il s'agit du secteur agricole et du secteur de l'industrie manufacturière.

De manière particulière, les routes d'intérêt général et celles de dessertes agricole agissent en amont et en aval du secteur agricole. En amont, elles permettent l'acheminement des moyens de production (tracteur, camions, intrant agricoles, produits finis) des villes vers les zones de production agricole. En aval, elles permettent l'évacuation de l'output agricole des zones de production vers l'industrie manufacturière (grandes villes).

Dans le processus de création des richesses, l'industrie manufacturière assurera la transformation de cet output agricole en produits finis ou semi-finis, c'est -à-dire en biens intermédiaires, biens d'équipement ménagers ou professionnels, biens de consommation courante.etc[3]

Déjà a ce niveau , il a augmentation de la valeur ajoutée et du niveau de produit intérieur brut, donc il y a création des richesses.

En touchant ces deux secteurs (agricole et industrie manufacturière), le réseau routier favorise:

- La création d'emplois et la mobilité des facteurs de production
- La naissance d'effets d'entraînement sur d'autres secteurs.
- L'indépendance alimentaire du pays
- Les transactions et échanges commerciaux entre provinces (intégration économique)
- La réduction de la pauvreté.
- L'avenement des investissements lourds (étrangers et locaux).

I.4. Réseaux routiers internationaux:

Certains instruments internationaux comme le traité de 1949, où les normes internationales prévoient que pour circuler sur des routes internationales, un véhicule doit avoir une largeur inférieure à 2m 50 ou 8 pieds 20 et une hauteur inférieure à 3m 80 ou 12 pieds 50 [4] où les deux conventions de Vienne, ou des textes européens.

Finalement, différents états ont signé des traités internationaux afin de mettre en œuvre une certaine convergence des réseaux routiers nationaux, parmi ces instruments:

- La première tentative d'unification internationale eut lieu à l'occasion de la conférence diplomatique internationale de Genève du 11 octobre 1909.
- Le Comité permanent de la circulation routière de la Société des Nations poursuivait ses travaux à Genève pour aboutir, le 30 mars 1931, à la signature d'une convention internationale sur l'unification de la signalisation routière, parachevant ainsi l'œuvre entreprise dès 1926 en une réglementation unique pour tous les types de signaux. Les panneaux y étaient classés en quatre catégories: danger, prescription, indication, et enfin panneaux de prudence.
- Une conférence des Nations Unies sur les transports routiers et les transports automobiles s'est tenue à Genève, d'août à septembre 1949, en présence de délégués de 28 pays. Au cours de la conférence, l'impossibilité d'aboutir à un accord sur un système uniforme et mondial de la signalisation routière devint évidente.
- Comme à Genève en 1949, la convention de Vienne sur la signalisation routière du 7 octobre au 8 novembre 1968, qui réunissait 66 pays de nombreuses associations, avait été organisée autour de quatre comités (la signalisation étant traitée au Comité II)
- Chacun resta malheureusement sur ses positions en matière de forme de panneaux de danger (triangulaires à fond blanc en Europe, en forme de losange à fond jaune pour le continent américain).
- Et même, on admit que la signalisation devait être unifiée par continent, plutôt que mondialement.

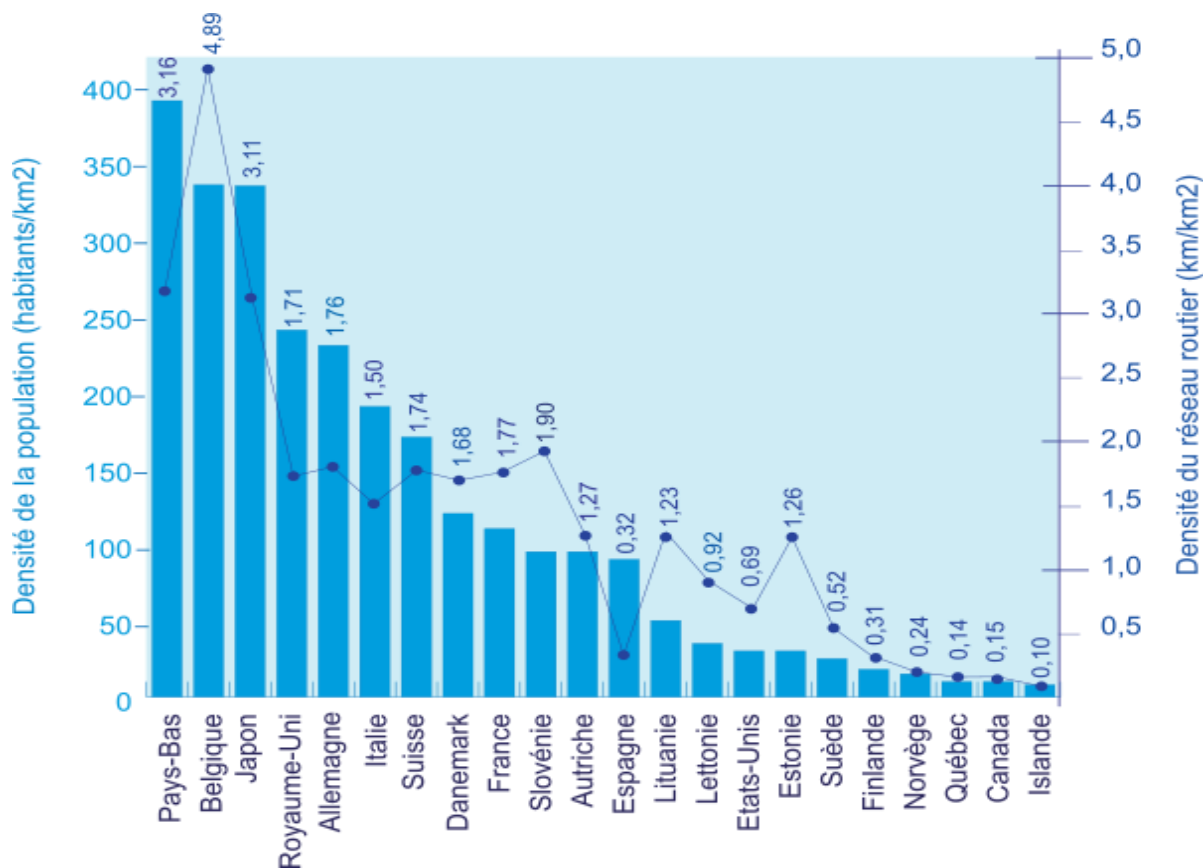


Figure I.2: Densité du réseau routier dans le monde

I.5. Réseau routier en Algérie :

I.5.1.Introduction:

L'étendue géographique de l'Algérie et l'importance des échanges de personnes et de marchandises confèrent au secteur des transport un rôle déterminant dans le développement socio-économique . le réseaux routier assure a lui de 90 % du volume des échanges ; dont le plus important est enregistré sur le réseau économique de base (autoroutes ; route nationales et chemin de wilaya)

Malgré la saturation observée de certains axes stratégiques surtout au niveau de la frange nord du pays et les défis de demain ; le mode de transport routier reste prééminent .

On comprend dès lors ; tout l'intérêt que représente le développement du réseau routier ainsi que sa sauvegarde

En Algérie l'infrastructure routière relève de la compétence du ministère des travaux publics qui a pour mission d'élaborer une politique routière et autoroutière s'intégrant dans le schéma national d'aménagement du territoire.

La contribution de l'administration centrale réside dans la définition des actions à engager dans le cadre des programmes annuels et pluriannuels en matière de route nationales et d'autoroutes prévus par le schéma directeur 2005-2025

À l'échelon de la wilaya ; le directeur des travaux publics est responsable de la gestion du programme des chemins de wilaya ; il fournit aussi l'assistance technique aux communes dont il assure en partie le contrôle des travaux pour les chemins communaux [5]

I.5. 2. Transport routier en Algérie :

Le transport routier est le mode le plus utilisé aussi bien pour le transport voyageurs que des marchandises. Ce mode a connu un essor important ; depuis sa libéralisation en 1988 ; d'où la nécessité d'une adaptation des infrastructures routières la quasi-totalité des activités économiques et des agglomérations sont desservies par le réseau routier. La partie nord du pays enregistre une croissance annuelle du trafic routier de l'ordre de 8% à 10% (rapport CNES 2004) par ans depuis une dizaine d'années. Cette croissance soutenue a nécessité le lancement de la réalisation de l'autoroute Est-Ouest

Le tableau 1 donne un aperçu sur l'évolution du parc national automobile (tous type de véhicules confondus) communiqué par la Gendarmerie Nationale lors de la journée technique sur la sécurité routière en Avril 2010 à l'école supérieure des travaux public

Tableau I.1: évolution du parc automobile en Algérie [6]

Année	Nombre de véhicules
2000	2913821
2001	3530385
2002	3874619
2003	4330429
2004	4482090
2005	4650000
2006	5031435
2007	5265281
2008	5421626

I.5. 3. Consistance du réseau routier :

Le réseau routier national comptait a a l'année 2009 un linéaire de 112039 km de routes réparties selon le tableau 2

Tableau I .2 : réseau routier en Algérie (MTP 2009)[6]

Type de route	Longueur totale(km)	Longueur revêtue(km)
Route nationales (RN)	29107	25710
Chemins de wilaya (CW)	23888	21903
Chemins communaux(CC)	59044	35347

Ce réseau reflète des sa configuration a la fois les principaux pôles de développement très concentré sur la frange nord ; mais aussi la spécificité de la géographie du pays.il suit assez correctement les viles et l'implantation des population



Figure I. 2: réseau routier Algérien

Les principaux axes structurants sont :

- L' autoroute EST-Ouest de 1216km
- La rocade autoroutière des hauts plateaux de 1200km
- Les 2émé 3émé et 4émé rocades autoroutières d' Alger
- Les liaisons express ports-autoroute Est-Ouest
- Les pénétrantes nord-sud

I.5. 4.Route transsaharienne (RST) :

La route transsaharienne (RST) de longueur totale 9022Km ; est composée d'un axe principal Alger-Lagos et de trois branches de connexions en direction de Gabés de Bamako et de Ndjamena cette infrastructure routière d'importance majeure pour le développement économique et social ; relie toutes les capitales du continent

Dans son état actuel ; la RTS se présente avec 7171Km (80%) aménagée en routes revêtues et 1851Km (20%) en pistes.

A l'horizon 2020 ; les perspectives d'avancement sont estimées à un aménagement de 92% du linéaire total en routes revêtues.

En Algérie ce projet porte sur un linéaire de 3405 Km dont plus de 85% à l'état revêtu.

I.5. 5. Niveaux du réseau routier :

Les types de route servent de base à la conception du réseau ; il s'agit du :

a. Réseau principal (RP) :

Constitué des routes reliant les chefs lieux de wilayas ; les ports ; les aéroports ; les postes frontaliers ; les principales agglomérations et les zones industrielles importantes

b. Réseau principal de niveau 1(RP1) :

C'est le réseau économique de base (REB) supportant un trafic supérieur à 1500 véhicules/jour.

Les routes concernées sont celles de :

- Catégorie 1 : $TJMA > 4500V/J$
- Catégorie 2 : $3000 V/J < TJMA < 4500V/J$
- Catégorie 3 : $1500 V/J < TJMA < 3000V/J$

c. Réseau principal de niveau 2 (RP2) :

Constitué de l'ensemble des routes nationales ou chemins de wilaya reliant l'Algérie aux autres pays riverains supportant un trafic inférieur à 1500 véhicules/jour.

d. Réseau secondaire (RS) :

Regroupe le reste des routes n'appartenant pas à RP1 et RP2.

I.5. 6. Présentation du réseau routier Algérien:

- le réseau routier Algérien a atteint aujourd'hui plus de 109452Km, dont 75% revêtu, sa valeur économique est estimée à environ 25 milliards de dollars, il reste l'infrastructure de transport prédominante par excellence, puisqu'elle assure près de 90% des déplacements des personnes et des marchandises. Avec un taux de 30% de poids lourd.
- Ce réseau est dominé par les échanges Est-Ouest, il est constitué d'un réseau principal de 22000 Km et d'un réseau économique de base de 12000 Km. 60% des routes algériennes ont une largeur supérieure ou égale à 7 m conçues totalement en structure souple.

I.5. 7. Perspectives de développement du réseau routier national:

la configuration future du réseau routier et autoroutier à l'horizon 2025, devrait tenir compte d'un certain nombre d'actions, à savoir :

- Réalisation de la 3ème Rocade d'un linéaire de 125Km en 2x2 voies reliant les villes Nador et Bordj Mènil.
- Réalisation d'un 4ème Rocade sur 300 Km reliant Khemis- Meliana à Bordj Bou Arreridj.
- Réalisation de l'autoroute des Hauts plateaux sur 1020 Km d'El Aricha (limite frontière Maroc) à la localité Bouchebka (frontière Tunisie)
- Réalisation de 13 liaisons autoroutières à 2x2 sur un linéaire de 1790Km.
- Poursuite de la réalisation du dédoublement de la RN1 sur 280Km.
- Achèvement de la voie express Bou Ismail- Cherchell de 65Km de longueur avec raccordement à l'autoroute Est-Ouest.
- Sauvegarde du patrimoine routier sur 16625Km et le confortement de 136 ouvrages d'art.
- Renforcement des capacités par la réalisation de 10344Km de nouvelles routes et 353 ouvrages d'art.
- Contournement des grandes villes sur 875Km.
- Réalisation d'un vaste programme de trémies, d'ouvrages d'art et d'échangeurs pour atténuer la congestion dans les grands centres urbains.
- Poursuite des actions désenclavement des régions du sud et des hauts plateaux par renforcement du maillage du réseau existant.

En parallèle, la stratégie de l'entretien routier vise essentiellement une remise à niveau sur des itinéraires des routes nationales, le programme consiste en:

- La remise en état de près de 12000 Km de routes nationales.
- L'entretien de 500 ouvrages d'art .

- La signalisation horizontale de près de 105000 Km.
- La mise en place de 1046 Km de glissières de sécurité.
- L'élimination de 87 point accidentogènes.
- La mise en place de 100000 unités de panneaux de signalisation verticale.

Il a paru nécessaire de donner quelques informations qui permettent de situer les infrastructures routières et les perspectives de leur développement en Algérie.

La politique routière nationale ainsi décrite ci-dessus, présente un programme d'action très important qu'il faudra conduire de manière cohérente au cours des années à venir. Le succès économique des opérations routières (construction, maintenance ...) dépendront en grande partie de la qualité de la conception et de la réalisation .

I.5. 8. Grandes infrastructures dans les échanges internationaux:

De part sa position géographique, l'Algérie est appelée à renforcer son réseau routier qui lui permettra de prendre place sur la scène internationale dans le cadre des échanges entre l'Europe, le Maghreb et l'Afrique . L' autoroute Est-Ouest et la route transsaharienne y contribueront en grande partie.

Dans ce cadre, il est important de donner un bref aperçu sur la caractéristique de ces deux grandes infrastructures.

I.6. Généralités sur les chaussées:

I.6.1. Introduction :

Depuis la nuit des siècles, les romains construisaient les chaussées, pour la circulation impériale, avec un objectif essentiellement militaire, celui de permettre un déplacement rapide des légions en différents points de l'empire, et cela quelles que soient les conditions météorologiques. Les chaussées de cette époque constituaient les dallages d'une superposition de couches d'épaisseurs différentes, cette superposition a été transmise aux chaussées actuelles qui présente une structure multicouche surmontant un ensemble plateforme support de chaussée.

I.6.2. Définition de la route:

La route est une voie aménagée pour la circulation des véhicules automobiles ou autres ainsi que des piétons. A l'intérieur des agglomérations, la route prend le nom de rue, avenue, boulevard...etc.

I.6.3. 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

I.6.3.1. Constitution d'une chaussée :

Les différentes couches. Vu 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 couches de caractéristiques mécaniques croissantes. En général, on rencontre les couches suivantes à partir du sol [1] (Voir la figure 1)



Figure I. 3: 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 tassé et de protéger ce dernier du gel.

d) Les couches d'assise : L'assise de chaussée se décompose en deux sous-couches : La couche de fondation, surmonté 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'atténuent avant d'être transmise à la couche de fondation.

e) 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

I.6.4. Les différents types de chaussée:

- a. **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 60cm. Figure2

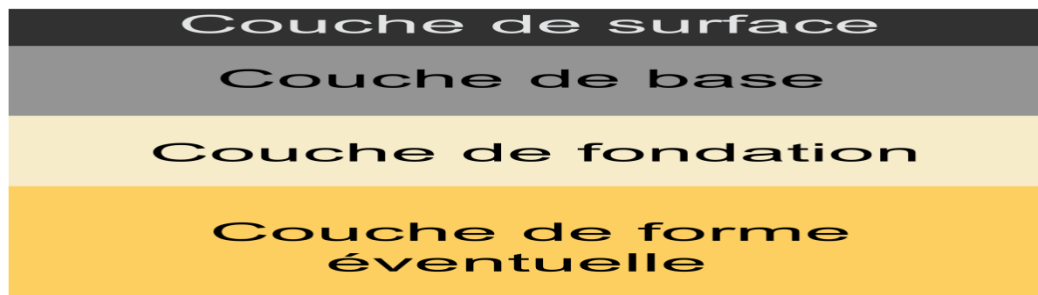


Figure I .4: Chaussée souple.

b. 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.

c. 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.

d. 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.

e. 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 en MTLH. 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.

f. 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.

I.6.4.La démarche:

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

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

Etape 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

Etape 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.

Etape 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

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

Etape 6 : définition de la coupe transversale de la chaussée

Chapitre II :

Réseaux

Autoroutier

Réseaux Autoroutier

II .1.Introduction :

Une autoroute est une voie de communication routière a chaussée séparées ;réservée a la circulation rapide des véhicules motorisés (automobiles ;motos ;poids lourd).elle ne comporte aucun croisement a niveau et est accessible grâce a des points aménagés a cet effet

Une définition internationale du concept d'autoroute a été définie lors de la convention de vienne notamment suivie par de nombreux pays européens mais certains pays non signataires peuvent avoir une conception différente basée sur des définitions plus locales notamment en Amérique du Nord ;en Océanie et en Asie.

Dans certains pays ;les appellations voie rapide et voie express(ou semi-autoroute en suisse)semblent plutôt réservées au réseau routier traditionnel ;partiellement mis aux normes autoroutières (élargissement de voies ; chaussées séparées et déviations d'agglomérations) et partiellement non mis aux normes. L'existence de voie rapide ou de voie express peut parfois être une étape intermédiaire et longue pour passer d'un réseau traditionnel a un réseau autoroutier .

Le concept d'autoroute naît en Allemagne avec l'AVUS en 1909.la première autoroute au monde (en italien ;autostrada) l'autoroute des lacs a été construite en Italie en 1924pour relier Milan a la région des lacs(77Km)

Par analogie ;on parle d'autoroute de l'information pour qualifier les réseaux de communication a haut débit qui permettent l'échange de données entre système informatique [7]



Figure II .1: L' Autoroute

II.2. Autoroute Est-Ouest :

Les autoroutes algériennes sont gérées par l'Agence Nationale des autoroutes algériennes (ANA). Avant le lancement de l'autoroute Est-Ouest l'ANA était désignée pour la prise en charge de toutes les voies express algériennes ; des pénétrantes et des rocade (ces tançons non autoroutiers reliaient les villes grâce à des voies rapides majoritairement 2x2 sans échangeurs avec feux de signalisation et assez souvent sament des centres urbains). le lancement de la construction de l'autoroute Est-Ouest (AEO) a donné un nouvel élan au programme autoroutier algérien dans la mesure où il s'agit d'une autoroute à chaussées séparées sans croisement et comptant 2x3 voies. En octobre 2012 ; la longueur totale du réseau autoroutier algérien est de 1482Km

Un mégaprojet (projet géant) de l'autoroute des hauts-plateaux a été inscrit dans le plan quinquennal 2010-2014. un plan qui inclut un gigantesque programme autoroutier devrait porter le réseau national à 5600Km. il s'agit de parachever l'AEO (1216Km) ; 6 échangeurs ; 670 Km du réseau multitubulaire et la clôture le long de cette autoroute sur 2432Km et mettre à niveau cette même autoroute non encore livrée dans sa totalité sur 256Km (50Km achevés ; 33Km en cours de mise à niveau et 156Km en cours de lancement 17Km à lancer) il s'agit aussi de lancer les travaux de réalisation de la 4^{ème} rocade sur 265Km (études achevées ; travaux non encore lancés) les travaux de réalisation de 25 liaisons autoroutières cumulant 2853Km. Citons les pénétrantes reliant l'autoroute Est-Ouest aux ports et aux chefs-lieux des wilayas des hauts-plateaux : port de Bejaia – Bouira sur 100Km port de Djendjen (jijel) – sétif sur 100Km ; port d'Oran – AEO sur 26Km port d'Arzew – AEO sur 40Km ; Batna – Mila sur 90Km ; etc. .

Pour le moment l'ensemble du réseau autoroutier algérien est sans péage .pour relier les grandes villes algériennes à la mégapole d'Alger ; des pénétrante sont conçue ou en cours de réalisation pour desservir ces dernières.



Figure II. 2: Autoroute Est-Ouest

II.3. Etapes d'aménagement d'une autoroute :

Le souci de maintenir le coût de l'opération dans une enveloppe cohérente avec les services rendus à l'usage peut conduire à réaliser l'autoroute par étapes

Au-delà de phases plus techniques ; comme la réalisation progressive des structures de chaussées et des accotements ; des échangeurs et des aires ; les niveaux de trafic ou les contraintes financières peuvent conduire à opter pour un phasage transversal ou un phasage longitudinal.

II.3. 1. Phasage transversal:**a) Autoroute élargissables:**

En ce qui concerne les autoroutes à 2x2 voies élargissables à 2x3 voies, voire à 2x4 voies, et les autoroutes à trafic modéré, les mesures conservatoires, comme

Les acquisitions foncières, le dégagement des emprises, certains terrassements spéciaux et ouvrages d'art, peuvent être prises en fonction de l'échéance prévisible de l'élargissement et des conditions d'exécution des travaux correspondants.

b) Réalisation localisée en deux phases transversales:

Au droit d'une zone très difficile dont le franchissement est particulièrement coûteux (ouvrage d'art non courant, tunnel) la réalisation d'une seule chaussée en première étape est envisageable si le bilan socio-économique le justifie. Par souci de lisibilité pour l'utilisateur, ce mode de réalisation nécessite de différer les aménagements préparant la seconde phase, d'aménager le tronçon phase en cohérence avec son mode d'exploitation, et de traiter avec le plus grand soin ses extrémités.

II.3. 2. Phasage longitudinal :

Afin de maintenir la cohérence et la sécurité d'une liaison au cours des étapes intermédiaires de réalisation de l'autoroute, il convient de réaliser les sections autoroutières suffisamment longues et bien délimitées, en limitant les points de discontinuité, et de traiter les raccordements provisoires par des aménagements très marquants.

II.4. Types d'autoroute:

la première étape de la conception est le choix des caractéristiques générales: le type de route qui détermine l'instruction à appliquer, la catégorie de route qui conditionne les principales caractéristiques géométriques du tracé, le nombre de voies, le synoptique des échangeurs et Aires et éventuellement la progressivité de l'aménagement

ces choix dont certains peuvent avoir déjà été fait lors d'étude antérieures, dependent des objectifs que se fixe le maitre d'ouvrage concernant la nature des fonctions et le niveau de service assignés à la voie.ils requièrent une approche globale et se fondent sur des etudes preambles prenant en compte les contraintes environnementales; les aspects socio-économiques et les sujétions financiers.

II.5. Fonction de l'autoroute:

L'autoroute relie, principalement à moyen ou longue distance, agglomerations ou regions, y compris dans le context européen. Elle offer aux usagers un niveau de service élevé, tant pour la sécurité, les temps de parcours, le confortc que le services annexes.

II.6. Choix de la catégorie:

les autoroute ou sections d'autoroute sont classes en deux categories se distinguant par le niveau de leur caractéristiques de trace en plan et de profil en long. Le choix de la catégorie résulte de l'environnement (relief, occupation du sol..) dans lequel s'inscrit l'autoroute et doit être coherent avec la perception qu'en aura l'utilisateur.

On distingue:

- La catégorie L1: appropriée en region de plaine ou vallonnée ou les contraintes de relief sont modérées.
- La catégorie L2: mieux adaptée aux site de relief plus difficile, compte tenu des impacts économique et environnementaux qu'il implique .

ces categories L1 et L2 sont respectivement appropriées à des vitesses maximales autorisées de 130 et 110Km/h

une section d'autoroute franchissant un site de relief particulièrement difficile est à considerer comme " hors catégorie" et bénéficie de règles particulières énoncées

Des sections consecutives de catégories different doivent presenter une longueur d'au moins une dizaine de kilometers. Le changement de catégories intervient au niveau d'une modification nettement perceptible par l'utilisateur de l'environnement. Le respect des règles d'enchainement des éléments du trace doit permettre d'assurer de bonnes conditions de transition

Chapitre III :

Potentialités

de la wilaya

de

Mostaganem

Potentialities de la wilaya de Mostaganem

III.1 Situation géographique (relief, climat):

La wilaya de mostaganem appartient a l'ensemble regional ouest du pays,frange littorale accessible, dynamique, par son activite touristique et commerciale dans toutes ces formes,le territoire de la wilaya est delilite:

- Au nord par la mer mediterrannée.
- A l'ouest la wilaya d'oran et mascara.
- A l'est la wilaya de chleff
- Au sud la wilaya de Relizane

La wilaya se caracterise par un climat semi-aride et un hiver tempere avec une pluviometre qui varie entre 350 mm sur le plateau et 400mm sur les piements du DAhra. Le relief de la wilaya de mostaganem se subdivise en 04 grandes unites morphologiques[8]

- Les basses plaines de l'ouest.
- Le plateau de MMostaganem
- Les zones de montagnes.
- Les plaines de l'est.

Chaque wilaya dans la region d'algerie doit avoir son reseau routier, et le reseau routier de la wilaya de mostaganem sera presente dans la figure

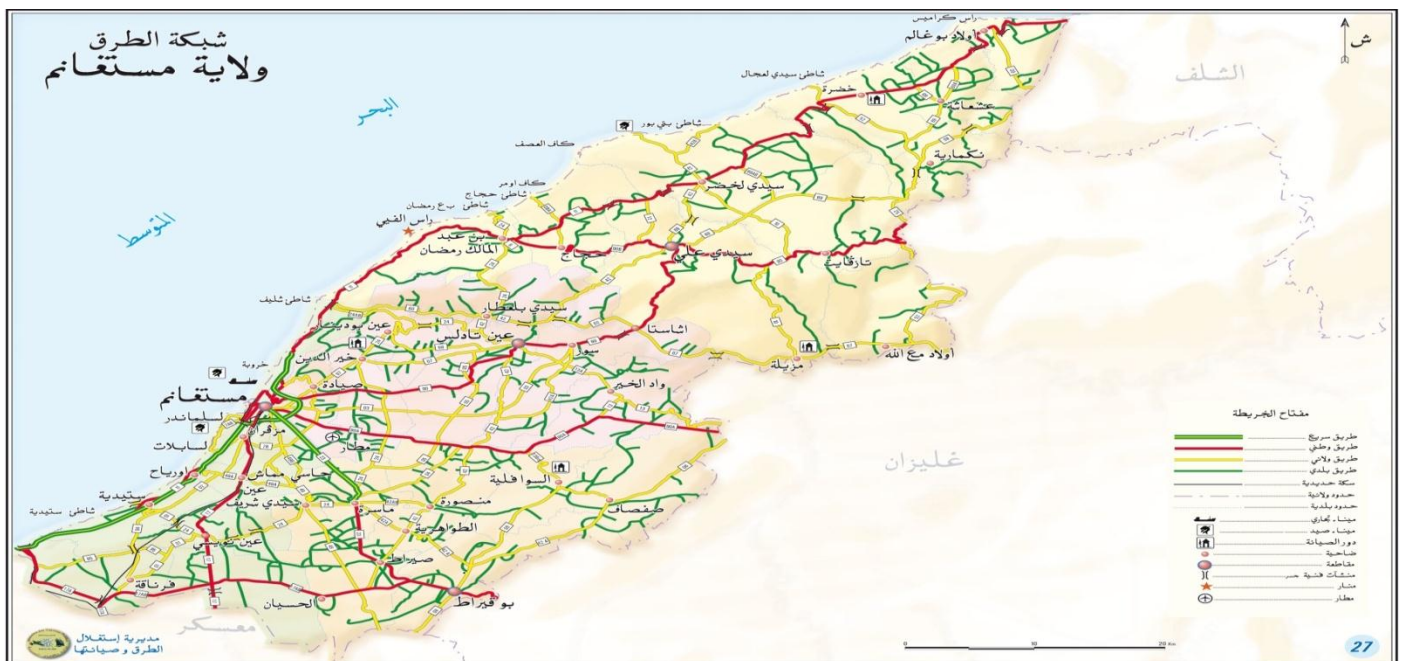


Figure III. 1: Réseau routier de la wilaya de Mostaganem

III.2. Demographique et superficie:

La population de la wilaya de mostaganem est de 713162 habitants d’après le recensement de 2007, avec une superficie totale de 2175km²

III.3. Organisation de la wilaya:

La wilaya de mostaganem est composées de dix (10) daïras (circonscription administratives),chacune comprenant une ou plusieurs communes pour un total de (32) communes.

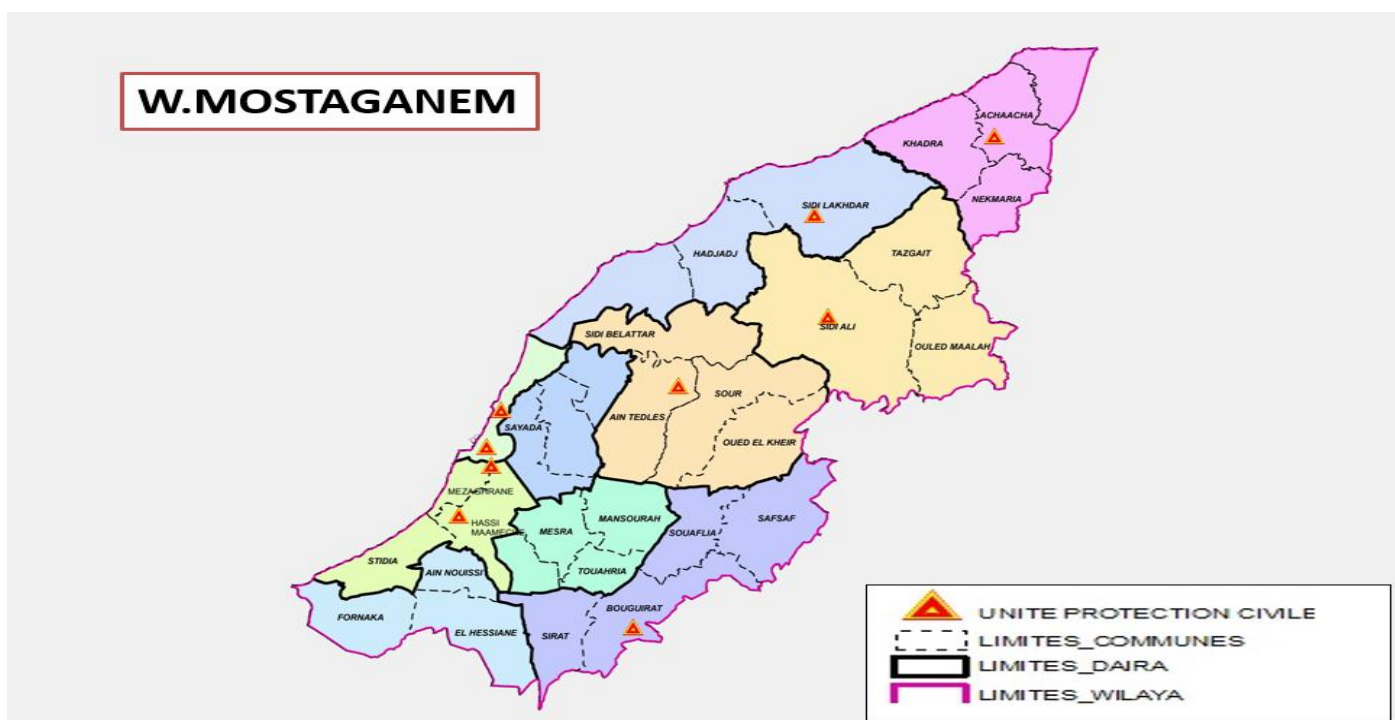


Figure III.2: Wilaya de Mostaganem

III.4.4. Ressources naturelles:

La diversite de ka wilaya de mostaganem lui permet de posseder d’énormes potentialites naturelles notamment en matiere de :

III.4.4. 1 Terres agricoles:

sur une superficie totale utilisées par l’agriculture(S.A.T) evaluee a 143689Ha, la superficie agricole utile (S.A.U) s’eleve a 131179Ha, et une superficie en irriguée qui represente 16% de la S.A.U, soit 21213.15Ha

III.4.4. 2. forets:

la foret dans la wilaya de lostaganel couvre 32256Ha,avec un tux de boisement de 14,2% caracterisée par une forte dispersion du peuplement.

III.5. Potentialites économiques:

III.5. 1. Secteur de l'industrie et l'énergie:

Le tissu industriel de Mostaganem est constitué de neuf unités industrielles s'articulant autour de quatre branches principales:

- L'industrie agro-alimentaire.
- L'industrie du bois et de la cellulose.
- L'industrie manufacturière.
- Les mines et les carrières.

III.5. 2. Secteur de la pêche:

Constitue un atout important pour le développement socioéconomique de la wilaya .

La production annuelle est passée de 8885 tonnes en 1997 à 21233 tonnes en 2006.

Les capacités actuelles du port de Mostaganem sont de 234 unités dont:

32 chalutiers, 56 sardiniers, 146 petits métiers.

Les capacités d'embarcation prévues de ce port sont:

85 petits métiers, 33 chalutiers, 37 sardiniers, 50 embarcations de plaisance .



Figure III.3 : port de Mostaganem

III.6. Réseau routier de la wilaya de mostaganem:

En plus des actions courantes d'entretien, de renforcement des chaussées et d'élimination des points noirs, la DTP de mostaganem développe continuellement les infrastructures de base de la wilaya pour les adapter au développement économique et social de la région.

Ces actions visent à offrir aux usagers de la route les meilleures conditions possibles de confort et de sécurité ainsi que le désenclavement des populations des zones rurales.

La réalisation de la liaison de Mostaganem avec l'autoroute est-ouest dont l'étude est achevée, imposera de nouveaux schémas de circulation qui nécessitent l'adaptation conséquente du réseau routier principal.

Dans cet objectif il est prévu [9]

- Redoublement de la RN1 entre Ben Abdelmalek Remdane et limite de la wilaya avec Chleff sur 662 km, du PK332+000, dont l'étude est notifiée en 2014.
- Redoublement de RN1 entre Oued Chlef et Ben Abdelmalek Remdane sur 22 km PK347+00 au PK325+000 dont le cahier des charges est en cours de visa par la CSM.
- Redoublement de la RN1 entre Masra et la limite de la wilaya de Relizane sur 30 km dont l'étude est notifiée en 2014.
- Redoublement de la RN1 avec Mazaghran et Hassi Mameche sur 24 km du PK0+00 au PK24+000.

III.7. Potentialités touristiques:

La bande maritime s'étend sur une façade maritime de 120 km. Elle est jalonnée de très belles plages, de forêts récréatives d'un riche patrimoine culturel et historique constituant un atout indéniable en matière de tourisme ce qui a permis la réalisation de 15 zones d'extension touristique.

La wilaya dispose d'hôtels non classés et d'importantes sources thermales.



Figure III.4 : complexe touristique à Mostaganem

Chapitre IV :
Aménagement
du port de la
wilaya DE
Mostaganem

IV .1. Présentation du projet :

Ce projet présente une étude détaillée sur la partie côtière de la wilaya de Mostaganem « plateau exact ». - La ville a toujours été et reste un lieu d'attraction, d'influences, de lutte et de - représentations, elle a toujours été associée à la plupart des civilisations. -A la lumière des constats et analyses menés sur la ville Mostaganem , nous pouvons dire que l'attractivité de cette wilaya repose notamment sur la qualité et l'originalité de son potentiel naturel qui attire de plus en plus de touristes et d'estivants à la recherche des espaces naturels et originaux, malgré sa pauvreté en infrastructures touristiques. -Nous avons établis deux niveaux principaux d'analyse :

***Niveau 01 :** partie d'intervention qui suit les étapes suivant

- 1- Définit l'attractivité et ses diverses formes qui doivent être fondé sur un développement qui répondrait aux besoins de la population actuelle sans compromettre l'avenir des générations futures.
- 2- C'est la description générale du l'aire d'études et ses composants avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment.
- 3- Dans ce cadre, nous avons essayé à tirer profit des expériences des autres pays en s'inspirant de leurs réussites et aussi leurs déconvenues, et décide de donner au notre aire d'études une dimension à la mesure de ses potentialités et de ses atouts en impliquant tous les secteurs concernés pour que celui-ci devienne compétitif, sur un marché mondial où l'exigence de la demande est de plus en plus élevée.
- 4- Une synthèse de ces deux niveaux d'analyse nous a permis de constater que le préalable étant de ne pas gaspiller les sites et sortira par une programmation urbain globale.

***Niveau 02 :** partie projet Le projet de fin d'étude en architecture nous offre l'opportunité de faire la synthèse de l'ensemble de l'enseignement et acquis théoriques ou pratiques dont nous avons eu connaissance durant notre cursus.

- 1- Nous avons diminuée la zone d'études pour arriver au détailée nos projets ponctuels.
- 2- et Afin de mieux maitriser nos projets à travers tous ses aspects et d'avoir plus d'orientation pour notre projection nous avons pris quelques exemples thématique.
- 3- et en fin nous avons arrivé à notre but d'élaborer un projet qui pourra marquer et témoigner de la richesse architecturale de la ville

IV .2. INTRODUCTION:

Dans le cadre du projet d'aménagement de l'Oued Ain Sefra du point de vue drainage, la direction des ressources en eau wilaya de Mostaganem, a proposé une étude géotechnique et géologique de quatre ouvrages et d'un traitement de talus sur le long de l'Oued Ain Sefra.

Cette étude a pour but principal d'identifier et localiser les principales contraintes d'ordre géologique et géotechnique pour la conception et la construction du futur projet.

Cet aménagement prévoit :

L'élargissement de deux ouvrages existants nommés ouvrage d'art O/A N°1 et ouvrage d'art O/A N°2.

La réalisation de deux nouveaux ouvrages d'art dont un ouvrage métallique et un dalot.

Le traitement des talus

IV.2.1. DOCUMENTS COMMUNIQUES

- Un plan de masse;

Nos conclusions sont basées sur :

- ❖ La reconnaissance visuelle du site;
- ❖ L'étude de sa géologie;
- ❖ L'étude géotechnique (Essais In situ et au Laboratoire).

Le présent rapport renferme tous les résultats obtenus en chantier et en laboratoire, ainsi que des commentaires et recommandations d'ordre géotechnique pour la conception et la construction des fondations des l'ouvrages projetés.

IV.3. DESCRIPTION DE L'OUED AIN SEFRA, DONNEES TOPOGRAPHIQUES ET GEOLOGIQUES

Les sites concernés par la présente étude se situe au niveau de l'Oued Ain Sefra, qui occupe une partie du Nord de la ville de Mostaganem, près du rivage actuel (port de Mostaganem) de la mer. (présenter dans les figures suivantes)



Figure IV.1: Vue panoramique de la région d'étude



Figure IV.2 :Extrait de la carte topographique de Mostaganem (NI-31-XIX- 11 Ouest) à l'échelle 1/25000



Figure IV.3 : la position de la région d'étude par rapport à la ville de Mostaganem

Sur le plan géologique, le site objet de la présente étude correspond à un oued (Oued de Ain Sefra) délimité par deux talus à composante lithologique, spatio-temporellement, hétérogène. Cette dernière est dominée par des formations gréseuses dans la partie amont et par des formations marneuses dans la partie aval de l'oued. Ces formations sont attribuées stratigraphiquement au Pliocène-Quaternaire (P et Q selon la carte géologique de Mostaganem, feuille n° 21 à l'échelle 1/200.000ème). L'ensemble s'achève par un niveau gréseux, massif ou sablonneux, à horizons sombres (matière organique) et par une terre végétale de faible épaisseur. Il est à noter la présence d'une formation anthropique (remblais) par endroits. Ces remblais sont plaqués contre les talus ou sont d'épaisseur variable (voir photo).

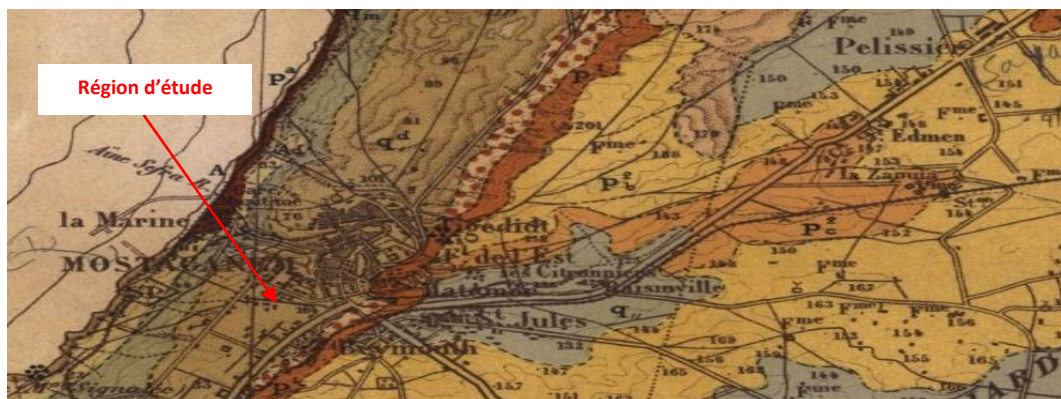


Figure IV.4 :Extrait d la carte géologique de Bosquet-Mostaganem (102-128) à l'échelle 1/200000, montre la position de la région d'étude.

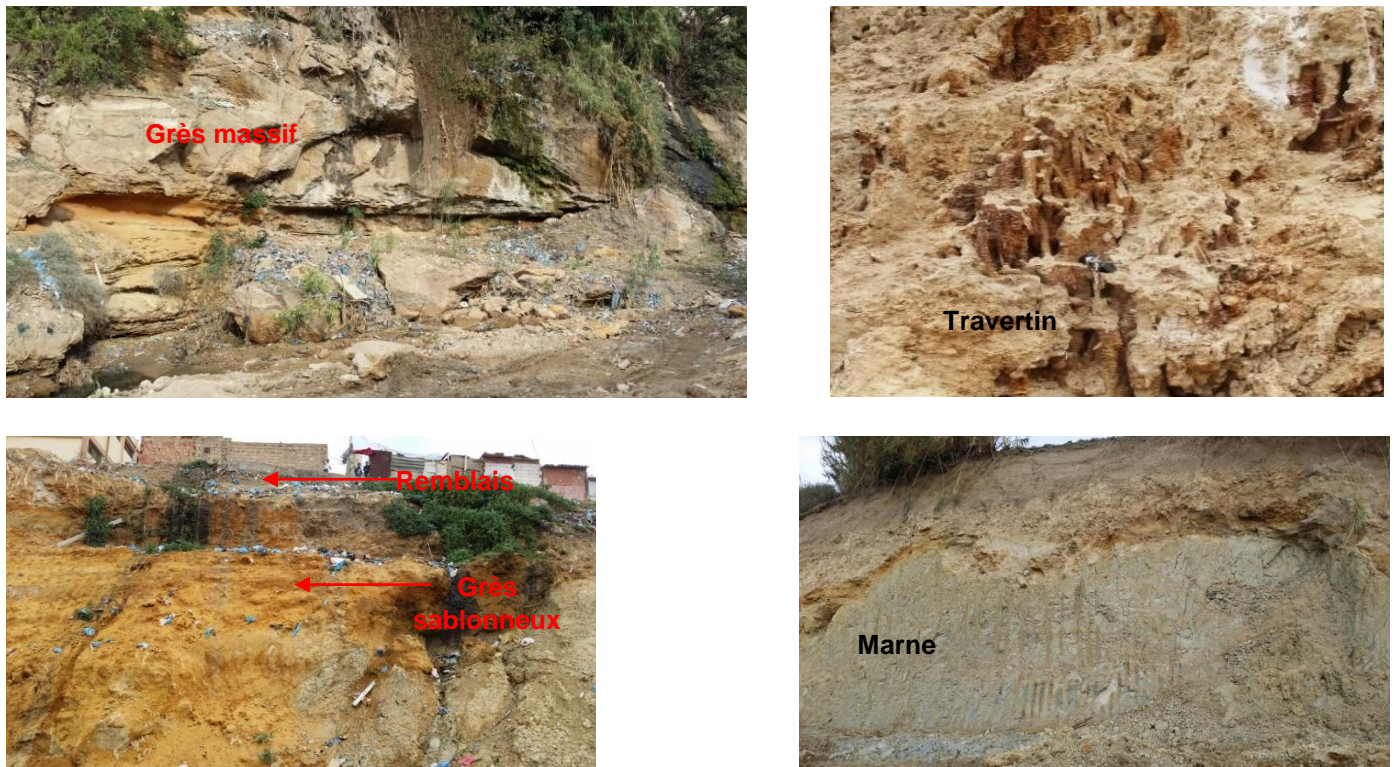


Figure IV.5: Présentations photographiques des principaux faciès qui marquent le site étudié

L'analyse du site a permis de distinguer des chutes de blocs gréseux et des écroulements de sables. Ces deux phénomènes correspondent aux processus de dégradation, dont l'origine dépend d'un certain nombre de facteurs, et plus particulièrement de la morphologie (talus subvertical), de la structure géologique (remblais, faciès marneux et sableux), de l'altération et à la fissuration des grès soumis également à l'influence des conditions climatiques (pluviométrie) ou d'origine anthropique (caniveaux obstrués au niveau de la route reliant la RN 11 au quartier des plateaux, fuites d'eau un peu partout, circulation des eaux usées à l'air libre, etc.). Les caractéristiques spécifiques de ce type de versants pouvant engendrer des mouvements de chute de blocs ou d'effondrements.

Les niveaux gréseux sableux attaqués par l'érosion (éolienne et aquatique) engendrent des cavités au-dessous des niveaux gréseux durs (voir photo). Ces derniers constituent un risque d'éboulement : la présence de vides et l'effet du poids des bancs gréseux. Les bancs gréseux présentent également des microcavités liées aux phénomènes de dissolution (matrice carbonatée) et de lessivage (grains de sable). Les formations meubles sont sujettes aux phénomènes d'altération et d'érosion aquatique, vu la circulation aléatoire des eaux (sans canalisation) usées et pluviales (voir photos), ce qui engendre des risques de glissement et d'éboulement.



Figure IV .6: Présentations photographiques de certains aspects d'instabilité au niveau de la région d'étude.

- 1- circulation des eaux usée en surface, sans canalisation ;
- 2- création d'une tranchée dans les remblais, sous l'effet de la circulation des eaux (usées et pluviales) ;
- 3- circulation des eaux au niveau du contact marne verdâtre (couche meuble)-grès massif (couche dure) ;
- 4- vue panoramique de l'effondrement qui s'est produit en 2011 au niveau du chemin communal (sur le bord de Oued Ain Sefra) reliant le quartier des plateaux de la ville de Mostaganem à la RN11.

IV .4.RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

IV.4.1. RECONNAISSANCE IN SITU

IV .4.1.1. PROGRAMME DE LA RECONNAISSANCE

La reconnaissance in situ du sol a été établie sur la base de :

A) Pour le traitement des talus

- Deux sondages carottés notés SC1 et SC.2 réalisés sur les deux rives de l'Oued de 20.0m de profondeur avec prélèvement d'échantillons remaniés pour fin d'essais au laboratoire.
- Dans chaque sondage carotté, une série d'essais préssiométrique a été réalisée, à raison d'un essai tous les 2.00m à partir de 2.00m du T/N jusqu'à la fin des sondages.
- Un (01) puits de reconnaissance creusé à ciel ouvert à l'aide d'une pelle mécanique, avec prélèvement d'échantillons remaniés pour fin d'essais au laboratoire. Il est noté P8

B) Pour l'ouvrage N°1 : Elargissement de l'ouvrage existant sur la RN11

- Deux sondages carottés notés SC3 et SC.4 réalisés au niveau de l'ouvrage existant de 15.0m de profondeur avec prélèvement d'échantillons remaniés pour fin d'essais au laboratoire.

● Dans chaque sondage, une série d'essais préssiométrique a été réalisée, à raison d'un essai tous les 2.00m à partir de 2.00m du T/N jusqu'à la fin des sondages.

C) pour l'ouvrage N°2 : Elargissement de l'ouvrage existant a proximité de l'ouvrage N° :1

● Deux sondages carottés notés SC5 et SC.6 réalisés au niveau de l'ouvrage existant de 15.0m de profondeur avec prélèvement d'échantillons remaniés pour fin d'essais au laboratoire.

● Dans chaque sondage carotté, une série d'essais préssiométrique a été réalisée, à raison d'un essai tous les 2.00m à partir de 2.00m du T/N jusqu'à la fin des sondages.

D) Pour l'ouvrage N°3 : Réalisation d'un ouvrage métallique

● Deux sondages carottés notés SC7 et SC.8 de 30m et 15.0m respectivement réalisés sur la berge et le lit d'oued avec prélèvement d'échantillons remaniés pour fin d'essais au laboratoire.

● Dans chaque sondage carotté, une série d'essais préssiométrique a été réalisée, à raison d'un essai tous les 2.00m à partir de 2.00m du T/N jusqu'à la fin des sondages.

● Quatre (04) essais à la pénétration dynamique notés de D1 à D4, réalisés à l'aide d'un pénétromètre lourd et poussés jusqu' aux refus

E) Pour l'ouvrage N°4 : Réalisation d'un dalot

● Deux sondages carottés notés SC9 et SC10 de 15.0m de profondeur chacun réalisés sur la berge et le lit d'oued avec prélèvement d'échantillons remaniés pour fin d'essais au laboratoire.

● Dans chaque sondage carotté, une série d'essais préssiométrique a été réalisée, à raison d'un essai tous les 2.00m à partir de 2.00m du T/N jusqu'à la fin des sondages.

● Quatre (04) essais à la pénétration dynamique notés de D5 à D8, réalisés à l'aide d'un pénétromètre lourd et poussés jusqu' aux refus.

● Huit (08) puits de reconnaissance creusés à ciel ouvert à l'aide d'une pelle mécanique, avec prélèvement d'échantillons remaniés pour fin d'essais au laboratoire.



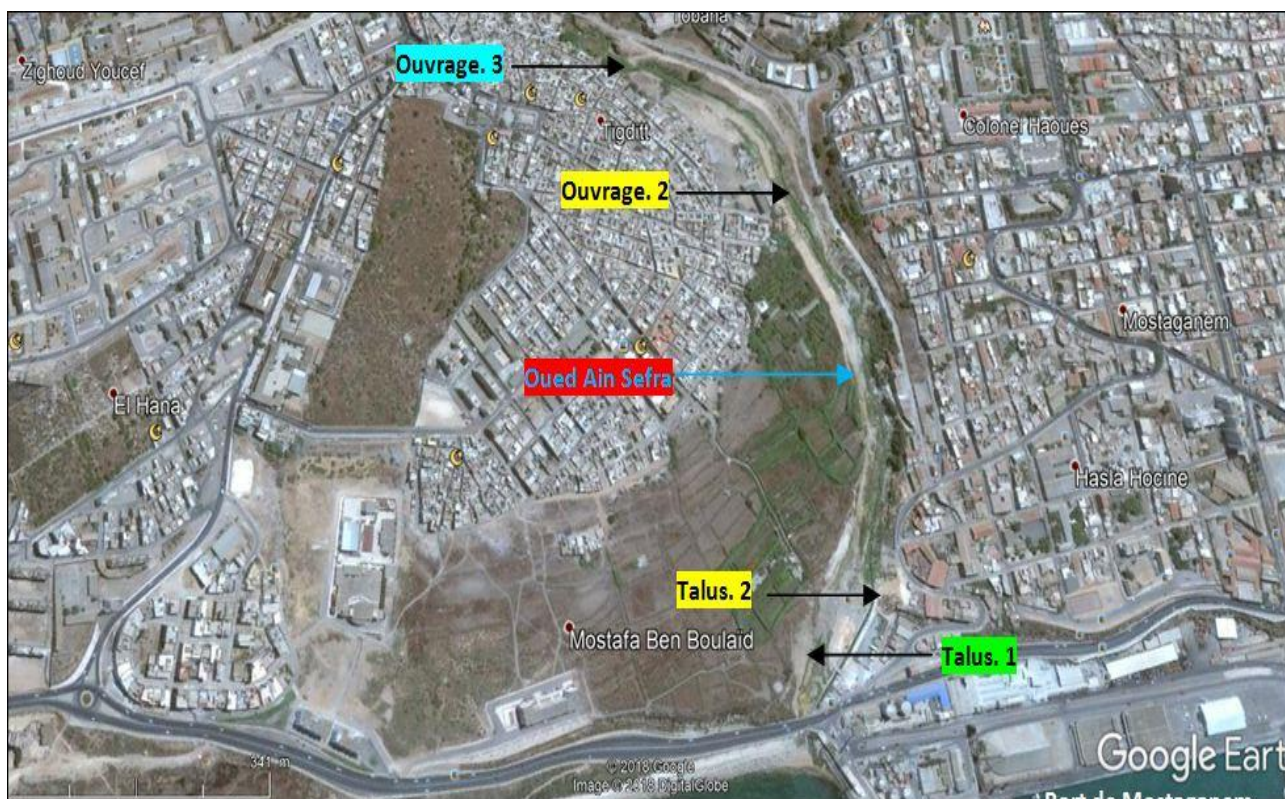


Figure IV.7 : PROGRAMME DE LA RECONNAISSANCE .

Chapitre V :

ETUDE

GEOTECHNIQUE

ETUDE GEOTECHNIQUE

V .1. Materiaux et methodes :

V .1. 1.Définition :

La géotechnique routière est une branche de la géotechnique consacrée à l'étude des sols supportant les chaussées ainsi qu'à leurs couches constitutives.

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

Un projet géotechnique se déroule de la façon suivante :

- Les reconnaissances géotechniques
- La reconnaissance des sols
- Les diverses études
- La fixation des conditions de mise en place des matériaux
- Le contrôle qualité et la réception de la plate-forme sur chantier

V .1. 2. Méthodologie d'une étude géotechnique routière :

En géotechnique routière, la méthodologie utilisée s'apparente à la démarche employée pour les routes.

Elle se décompose en 3 phases principales décrites dans le guide Technique du LCPC.

❖ **Phase 0: les études préliminaires :**

→ Mettre en évidence les éventuels points sensibles (points durs)

❖ **Phase 1 : les études d'avant Projet :**

→ Chiffrer / Pré-dimensionner (précèdent l'enquête d'utilité publique)

❖ **Phase 2 : les études de projet :**

→ Dimensionner / Écrire les pièces du marché

<p>Phase 0 : études preliminaries</p>	<ul style="list-style-type: none"> • lever de terrain • visites sur site • analyse de documents (cartes géologiques, sondages existants, constructions voisines,...) • photo interprétation
<p>Phase 1 : avant-projet</p>	<ul style="list-style-type: none"> • sondages destructif

	<ul style="list-style-type: none"> • sondages carottés • géophysique • pénétromètres • suivis piézométriques
Phase 2 : projet	<ul style="list-style-type: none"> • sondages carottés • suivis piézométriques • essais de laboratoire • mesure in-situ des caractéristiques des sols (sondages pressiométriques, pénétrométriques et scissométriques)

Tableau V.1 : Moyens utilisés pour chaque phase d'étude

V .1. 3.Caractérisation des sols

La connaissance du sol et de ses caractéristiques géotechniques et morphologiques, est une étape primordiale dans le choix d'une structure de chaussée. En effet, la connaissance du sol, associée à une bonne approche du trafic supporté et des matériaux de chaussée utilisés, permet d'optimiser les épaisseurs des couches de chaussées.

Pour le cas d'un projet routier, la classification des sols aura deux principaux objectifs :

- Approcher la portance du sol support afin de dimensionner les corps de chaussée.

Cette classification est d'autant plus importante qu'elle conditionne le choix d'investissement et d'entretien.

- Estimer la possibilité de l'utilisation du sol en remblai ou en couche de forme.

V .1. 3.1. Constituants d'un sol

Les sols sont constitués de trois phases (figure V. 1) :

- Une phase solide (les grains)
- Une phase liquide (l'eau)
- Une phase gazeuse (l'air)

On peut, par la pensée, rassembler chaque phase en un volume partiel unique de section unité :

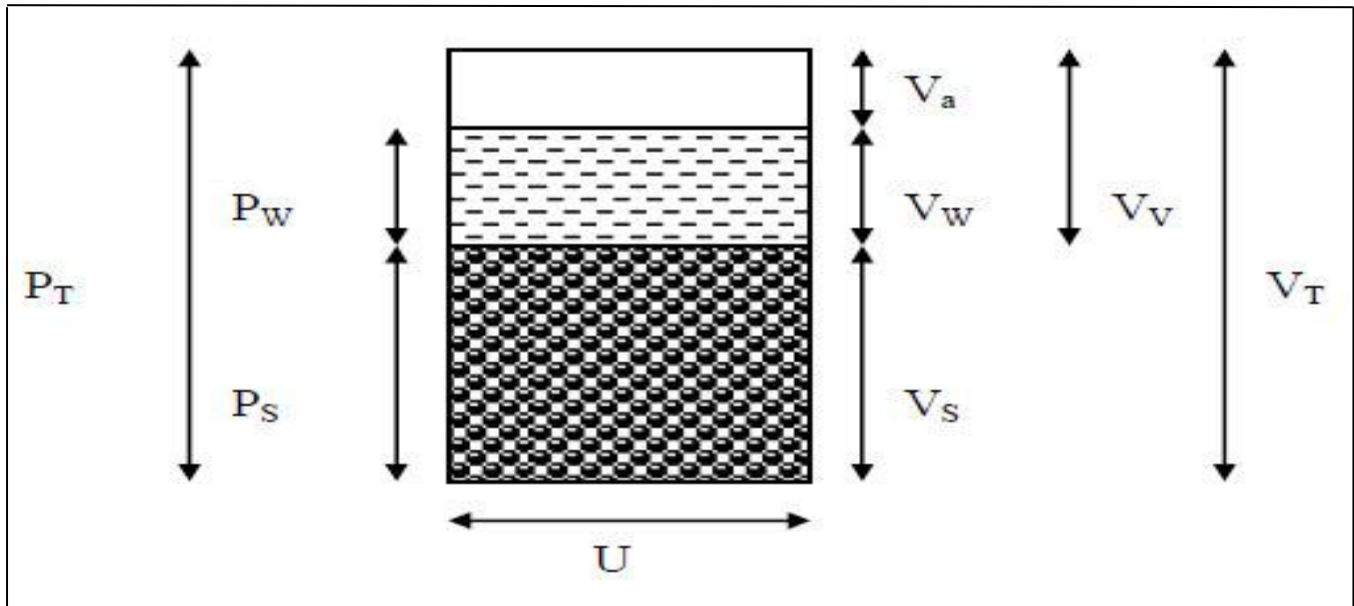


Figure V. 1 : les différentes phases d'un sol

- P_T : poids total
- P_w : poids de l'eau
- P_s : poids des grains
- V_T : volume total
- V_s : volume des grains
- V_w : volume de l'eau
- V_v : volume du vide
- V_a : volume de l'air

Le squelette solide est l'élément essentiel. Il influe de façon considérable sur le comportement des sols et notamment les sols à forte proportion granulaire. La nature des grains est également à considérer.

La proportion d'eau est importante à considérer notamment dans le comportement des sols fins.

V.1.3.2. La teneur en eau:

La teneur en eau est exprimée par le rapport entre le poids de l'eau est le poids des grains.

Elle est noté W .

$$W \% = \frac{p_w}{p_s} .100$$

Le tableau suivant présente quelques valeurs usuelles et quelques ordres de grandeurs :

Sols	Teneur en eau
Sable	2 à 10
Limon	10 à 30

Argile moyenne à raide	20 à 30
Argile molle	50 à 100
Vase et tourbes	80 à 300

Tableau V.2 : Valeurs usuelles de teneur en eau

Teneur en eau %	Etat
01-25%	Légèrement humide
25-50%	Humide
50-75%	Mouillé
75-90%	détrempé

Tableau V.3 : Etat des sols selon leur teneur en eau

V.1.4. Les essais sur le corps de chaussée :

V.1.4.1-Introduction :

Les chaussées souples constituent l'immense majorité des routes actuelles en Algérie ;formées par des couches superposées des matériaux non susceptibles de résistance notable à la traction, les couches supérieures sont généralement plus résistantes et moins déformables que les couches inférieures. [3]

Pour une assurance parfaite et un confort idéal, la chaussée exige généralement pour sa construction, plusieurs couches exécutées en matériaux différents, d'une épaisseur bien déterminée, ayant chacune un rôle aussi bien défini.

La chaussée souple est constituée de :

- Couche de forme.
- Couche de fondation.
- Couche de base.
- Couche de surface ou de roulement

La(figure V.2) qui suivre schématise la structure de chaussée

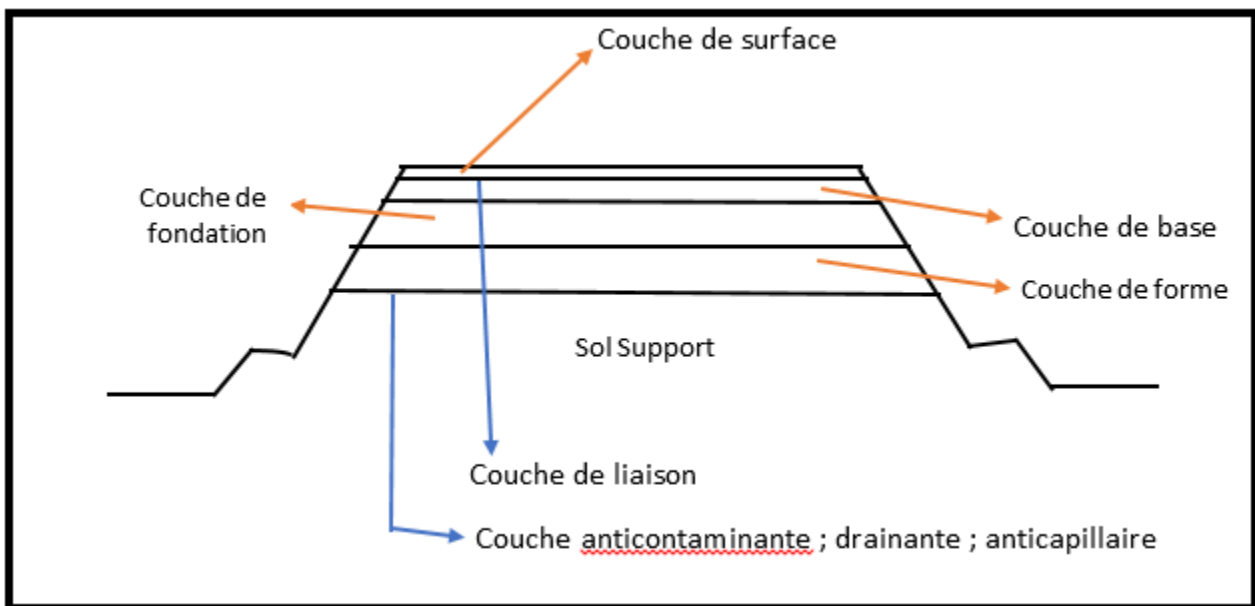


Figure V.2: Terminologie géométrique des voies routières

Les accotements : Les accotements se trouvent de part et d'autre de la chaussée, ils sont utilisés pour stationnement et véhicules en panne.

Sur les routes importantes la largeur des accotements est de 2 à 2.5m utilisés comme bande d'arrêt.

-La plate-forme : C'est l'ensemble de la chaussée et des accotements, elle est située entre les fossés ou les crêtes de talus de remblais.

-L'assiette :

C'est la surface de la route délimitée par les terrassements.

-L'emprise :

C'est la surface du terrain naturel affectée à la route et à ses dépendances (Talus, exutoires,etc....)limitée par le domaine public.

V .1. 4. 2.Les couches de la chaussée :

La chaussée routière est constituée de plusieurs couches qui ont chacune une fonction spécifique dans la tenue et la durabilité de la route.

V .1. 4. 2-1-Couche de forme :

V .1. 4. 2-1-Définition :

La couche de forme est la couche qui sépare le sol support et le corps de chaussée en matériaux sélectionnés ou traités, constitue la plate forme sur laquelle repose la chaussée, qui doit être résistance, drainante, et doit être hors gel. [22]

V .1. 4. 2-2-Rôle :

La couche de forme a une structure plus ou moins complexe, pour éviter les déformations des couches supérieures, et pour supporter la circulation des engins de chantier et répond aux critères suivants [7](figure V.3)

- A court terme :

- Permettre le compactage efficace de la couche de fondation
- Satisfaire les exigences de nivellement de la plateforme

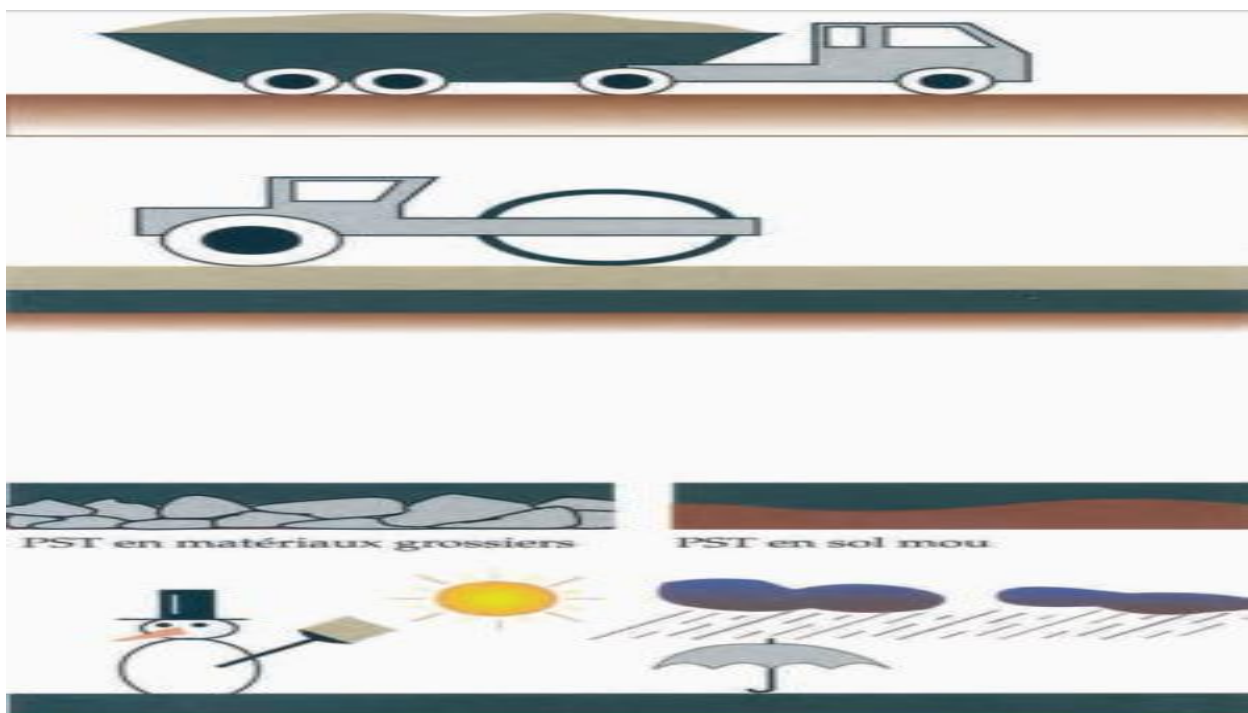


Figure V.3 : Rôle de couche de forme

- A long terme :

- Mécanique : la couche doit être résistante : homogénéisation et maintien de la portance dans le temps ; la portance est la capacité du sol à résister aux charges transmises par les roues des véhicules.
- Hydraulique : la couche doit être drainante.
- Thermique : la couche doit être résistée au gel.

V .1. 4. 2.3-matériaux utilisées :

Suivant la norme NF P 11-300 :

Appellation des sols selon la norme NF P 11-300	Symboles de la classification selon GTR 92
Sol sableux et graveleux avec fine non argileuse et gros éléments	B11, B31
Sol comportent des fines non argileuse et gros éléments	C1B1, C1B3, C2B3, C2B1, C1B4, C2B4 Après éliminations de la fraction fines 0/d
Sol insensible à l'eau	D1, D2, D3 sauf D32
Craies	R11
Calcaires rocheux divers	R21, R22
Roches siliceuses	R41, R42
Roche magmatique et métamorphique	R61, R62

Tableau V.4: matériaux utilisées

V .1. 4. 2.4.Matériaux utilisables après traitement :

Les matériaux sensibles à l'eau selon le GTR ne pourront être utilisés qu'après traitement à la chaux et/ou aux liants hydrauliques après étude spécifique suivant la norme NF P 94-100 Ces matériaux peuvent provenir de déblais du chantier, de carrières ou d'emprunts agréés par le maître d'oeuvre.

Leur dimension maximale D sera de 80 mm Ces matériaux devront répondre aux spécifications des normes NF EN 13 242 et XP P 18 545. La grave sera de type B au sens de la norme NF P 98 129.

La couche de forme est donc nécessaire et doit être composée si possible :

- ✓ de sable et de graves traités,
- ✓ de matériaux graveleux non traités.

Certains types de matériaux sont à éviter pour la couche de forme :

- ✓ sable argileux,

- ✓ sable fin limoneux,
- ✓ sol marneux,
- ✓ limons, etc.

V .1. 4. 2.2.La couche de fondation :**V .1. 4. 2.2.1 Définition :**

Elle est située sur la couche de forme, Son épaisseur varie de 20 à 30 cm.

V .1. 4. 2.2.2.Rôle de la couche de fondation :

Répartir les efforts sur la couche de forme. Toutefois il faut qu'elle constitue un support peu déformable pour la couche de base. Elle assure une diffusion des contraintes afin de les amener à un taux compatible avec la portance de la plateforme. Si la couche de fondation n'est pas trop rigide, elle ne subit guère des contraintes verticales de compression.

V .1. 4. 2.2.-3- Matériaux :

- Sable et grave
- Matériaux traité
- Matériaux traité en liant hydrocarboné : grave émulsion, grave bitume, enrobé à module élevé.
- Sol apportés comme les graves maigres, des sols à gros cailloux au sables, soit améliorés par un traitement approprié.
- Grave.
- Un ensemble de grosses pierres (15 à 20 cm) tendres ou semi tendres de vides.
- Matériaux naturels alluvionnaires et des matériaux concassés ou semi concassés 0/60 ou 0/50.

V .1. 4. 2.3.Couche de base :**V .1. 4. 2.3.1. Définition :**

C'est la couche située entre la couche de fondation et la couche en grave bitume. Son épaisseur varie de 25 à 30 cm. [4]

V .1. 4. 2.3.2.Rôle :

- Résister aux charges verticales.
- Répartir les charges.

V .1. 4. 2.3.3.Matériaux :

- Gravillon
- Sable et grave
- Grave non traité GNT
- Matériaux traité en liant hydraulique : grave ciment.
- Matériaux traité en liant hydrocarboné : grave émulsion, grave bitume, enrobé à module élevé.

- Matériau grossier (gravier ou pierre concassée)
- Graves de quartz

La couche de base doit être réalisée avec un matériau de portance sensiblement supérieure à celle de la fondation. Les matériaux utilisables en couche de base seront notamment choisis en fonction des deux critères fondamentaux suivant :

- Indice portant ou stabilité.
- Dureté du squelette.

V .1. 4. 2.4.Couche de surface :

V .1. 4. 2.4.1.Définition :

La Couche de surface est appelée aussi la couche de roulement ou bien couche de liaison : c'est la partie supérieure de la chaussée qui assure le passage du trafic, qui est en contact direct avec les pneumatiques des véhicules et les charges extérieures, qui doit être étanche avec une forte adhérence, un coefficient de frottement transversale et longitudinal très élevé. [3]

V .1. 4. 2.4.2.Rôle :

- Assurer le confort à l'utilisateur.
- Résister, sans déformations manifestes ni usures rapides, aux efforts normaux et aux efforts tangentiels imposés par les pneumatiques.
- Présenter un uni de surface durable, de façon à assurer un confort de roulement aux usagers.
- Etre étanche pour protéger le corps de la chaussée contre les infiltrations des eaux de ruissellement.
- Posséder des qualités antidérapantes satisfaisantes grâce à la forme des granulats.

V .1. 4. 2.4.3.Matériaux :

- Béton bitumineux.

V .1. 4.3.Essais permettant de déterminer les paramètres de nature des sols:

Les paramètres de nature se rapportent à des caractéristiques intrinsèques, c'est-à-dire qui ne varient pas ou peu, ni dans le temps ni au cours des différentes manipulations qui subit le sol au cours de sa mise en oeuvre.

Les principaux paramètres retenus pour la classification concernent :

- L'analyse granulométrique
- La détermination des limites d'Atterberg, Indice de plasticité (Ip)
- La valeur au bleu de méthylène
- L'équivalent de sable
- L'indice de portance pour l'identification des sols en vue d'un dimensionnement de chaussée.

V .1. 4.3. 1.TENEUR EN EAU :

V .1. 4.3. 1.1.Définition :

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W contenu par unité de poids de matériau sec.**[10]**

$$W = \frac{E}{P_s} = \frac{P_h - P_s}{P_s}$$

E = Poids d'eau dans le matériau.

P_s = Poids du matériau sec.

P_h = Poids matériau humide

Si W est exprimé en % :

$$W\% = 100 \frac{P_h - P_s}{P_s}$$

V .1. 4.3. 1.2.But de l'essai :

On désigne par teneur en eau la quantité d'eau contenue dans un échantillon de matière exemple un échantillon de sol ;de roche ;de céramique ou de bois ; la quantité étant évaluée par un rapport de poids humides sur poids secs.

L'essai de teneur en eau permet de déterminer quel est le pourcentage massique(W%) d'eau dans le sol étudié ; c'est-a-dire quelle est la masse d'eau présente par rapport a 100% grammes de sol sec .

Cette information importante permettra de décider du traitement ou du compactage à apporter au sol et peut intervenir dans d'autres essais.

Le calcul de teneur en eau peut se faire sur chantier avec du matériel courant

V .1. 4.3. 1.3.Mode opératoire :

la mesure de teneur en eau se déroule en trois phases :

1. Prélever un échantillon de sol et déterminer son poids humide :(Ph)
2. Déterminer le poids sec de l'échantillon(Ps)

3. Calculer la teneur en eau (W) de l'échantillon en utilisant la formule appropriée

➤ **Phase1 : déterminer (Ph) le poids Humide :**

- Sur le terrain ; disposer d'une balance et d'une poêle a frire
- Poser la poêle sur la balance et faire la tare
- Répartie dans la poêle une couche de sol d'épaisse d'environ 2cm
- Noter le poids indiqué par la balance .c'est le poids humide (ph)

➤ **Phase2 : Déterminer Ps :**

- Installer le réchaud a Gaz sur un endroit plan et abrité.
- Utiliser des gants et une spatule afin de prévenir tout risque de brulure. Allumer le réchaud et « cuire » le sol en mélangeant jusqu'à obtenir un mélange poudreux et totalement sec. (en laboratoire on évapore l'humidité du sol en le plaçant 24heures dans une étuve a 105°)
- Laisser la poêle et le mélange refroidir sous surveillance
- Peser le mélange et noter le poids sec indiqué. C'est le poids sec (Ps)

➤ **Phase 3 : Déterminer W %**

- A l'aide de la calculette ;en prenant garde aux priorités de calcul, remplacer les valeurs de Ps et Ph dans la formule mathématique et déterminer la teneur en eau(W) du sol étudié.
- $[(Ph-Ps)/Ps]*100=teneur\ en\ eau\ (W)$

V .1. 4.3.2. Analyse granulométrique par tamisage :

V .1. 4.3.2. 1.Définition :

L'analyse granulométrique est l'opération consistant à étudier la répartition des différents grains d'un échantillon, en fonction de leurs caractéristique(poids, taille,...).par métonymie, c'est aussi le nom donné au résultat de cette analyse.

- ✚ **Granularité** : distribution dimensionnelle des grains.
- ✚ **Refus** : sur un tamis : matériaux qui est retenu sur le tamis
- ✚ **Tamisât (ou passant)** : matériau qui passe à travers le tamis

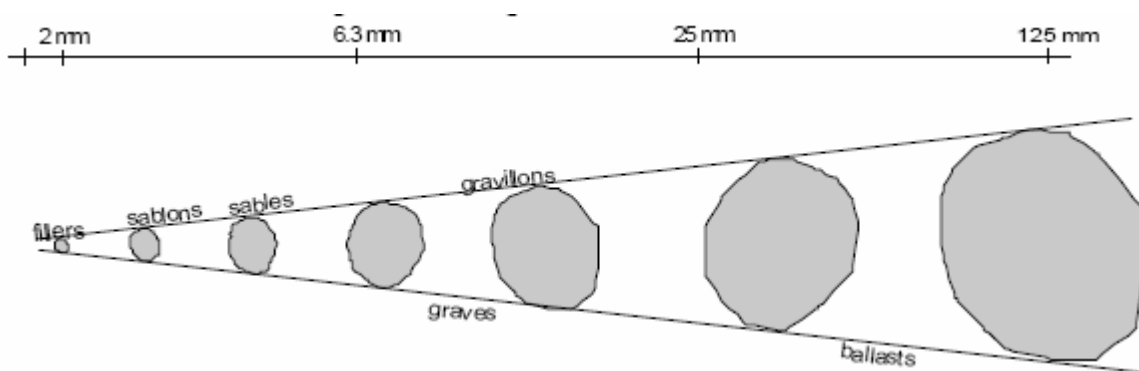
Par deux méthode :

- Tamisage par voie humide (NFP P 94-041)
- Tamisage à sec après lavage(NF NP 94- 056) **[11]**

V .1. 4.3.2. 2.But de l'essai :

Déterminer la répartition des grains de sol suivant leur dimension dans un échantillon.

Représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.



V .1. 4.3.2. 3.Domaine d'application :

Cette opération permet de déterminer le pourcentage d'éléments fins (passant à $80\mu\text{m}$) qui caractérise la sensibilité à l'eau du matériau d'une part et d'examiner, d'autre part, la forme de la courbe granulométrique : représentation graphique de la distribution des grains suivant leurs dimensions

V .1. 4.3.2.4. Principe de l'essai :

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les masses des différents refus et tamisâts sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique.

V .1. 4.3.2. 5. Matériel utilise :

- Appareillage spécifique à la norme P 18-553
- Bacs, brosses, pinceaux

- Balance dont la portée limite est compatible avec les masses à peser et permettant de faire toutes les pesées avec une précision relative de 0.1%
- Etuve ventilée réglée à $105\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$.
- Un dispositif de lavage.

V .1. 4.3.2. 6. Préparation de l'échantillon pour l'essai :

L'échantillon doit être préparé suivant les prescriptions de la norme P18-553. La masse M de l'échantillon pour essai doit être supérieure à $0.2D$ avec M exprimé en Kilogrammes et D plus grande dimension spécifiée en millimètre.

Mode opératoire N°1 :

- Calcul de la masse sèche
- Faire une teneur en eau
- Peser l'échantillon humide
- $M_s = M / (1 + w)$
- Tamisage par voie humide (obligatoire)
- Tamis de $80\mu\text{m}$ (sable et gravier)
- Tamisage à sec des refus à $80\mu\text{m}$
- Pesage des refus secs

Mode opératoire N°2 :

Pesage des refus cumulés (Ri)

- $R_1, (R_1 + R_2), R_1 + R_2 + R_3, \dots \text{etc}$

Calcul du pourcentage des refus (%) (PRi)

- $R_1 / M_s = PR_1$
- $(R_1 + R_2 + R_3) / M_s = PR_3 \dots \text{etc}$

Calcul du pourcentage des tamisats (%) (Ti)

- $T_1 = 1 - PR_1$
- $T_2 = 1 - PR_2$
- $T_3 = 1 - PR_3$

V .1. 4.3.2. 7. Coefficient d'uniformité Cu :

Il est défini par : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

Il sert à la description de la granulométrie. Dx est par définition le diamètre du tamis dont le tamisât cumulé est égal à x %.

CU	Granulométrie
1	A une seule grosseur
1-2	Très uniforme
2-5	Uniforme
5-20	Peu uniforme
>20	Très étalée

Tableau V.5: Coefficient d'uniformité Cu

V .1. 4.3.2. 8.Coefficient de courbure Cc

Il est défini par : $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{30}}$

On considère que lorsque Cu est supérieur à 4 pour les graviers, et supérieur à 6 pour les sables, alors $1 < Cc < 3$ donne une granulométrie bien étalée (faible porosité).

b) Analyse granulométrique par voie humide :

✚ But de l'essai :

Tracer la courbe granulométrique des éléments fins.

✚ Principe de l'essai

La méthode consiste à mesurer le temps de sédimentation dans une colonne d'eau, c'est-à-dire la vitesse de chute des particules.

✚ Résultats et interprétations :

Le diamètre équivalent D d'une particule à une profondeur connue, après un certain intervalle de temps à partir du commencement de la sédimentation est donné par:

- Partie de courbe obtenue par tamisage
- Partie de courbe

V .1. 4.3.3. Limites d'Atterberg :

V .1. 4.3.3. 1. Définition :

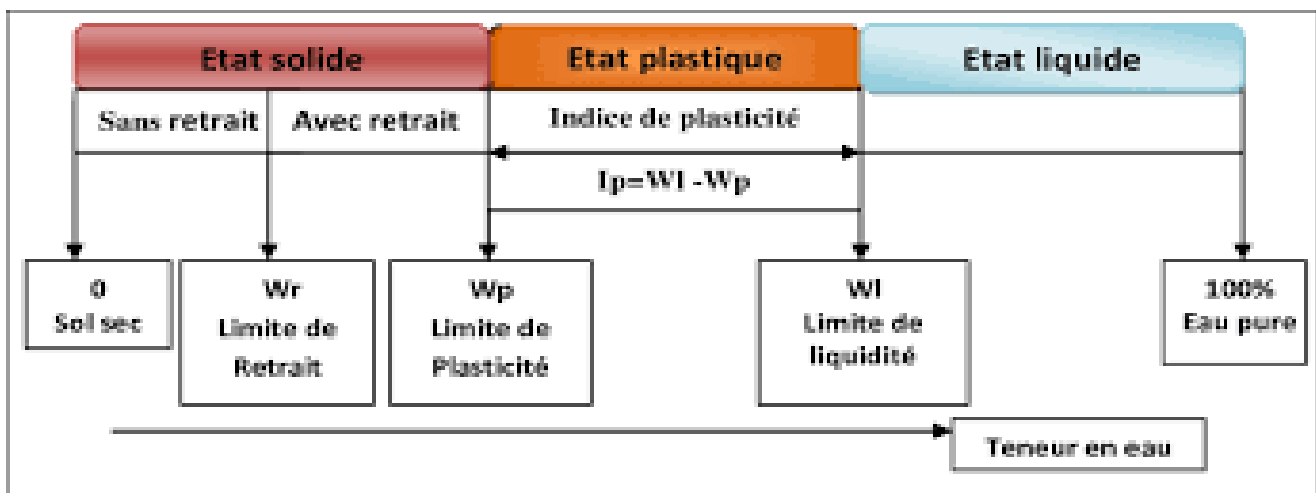
Les limites d'atterberg sont des constantes physique conventionnelles qui marquent le seuil entre ces différent etat elles ont pour valeur la teneur en eau du sol a l'état de transition ont les definir aussi par les notions suivantes telles que : [12]

- La limite de liquidité WL qui separe l'état liquide au plastique
- La limite plasticite WP quiséparel'état plastique au solide
- La limite plasticite Ws qui separe l'état solide avec retrait et l'état solide sans retrait (peu utilisé)
- L'indice de plasticite IP definie par l'etendu du domaine plastique.
- L'indice de consistance relative IC definit par l'état naturel d'un sol en fonction de sa teneur en eau .
- L'indice de liquidité IL fournit une approche inverse de l'indice de consistance relative .

V .1. 4.3.3. 2. But de l'essai :

Caractériser l'argilosité d'un sol, et donc déterminer les teneurs en eau remarquables situées à la frontière entre ces différents états sont les « Limites d'Atterberg »

- Le but de cet essai est de déterminer les limites de plasticite et de liquidite d'un materiau et son etat de consistance dans des proportions importantes en fonction de sa teneur en eau (Figure V.4).



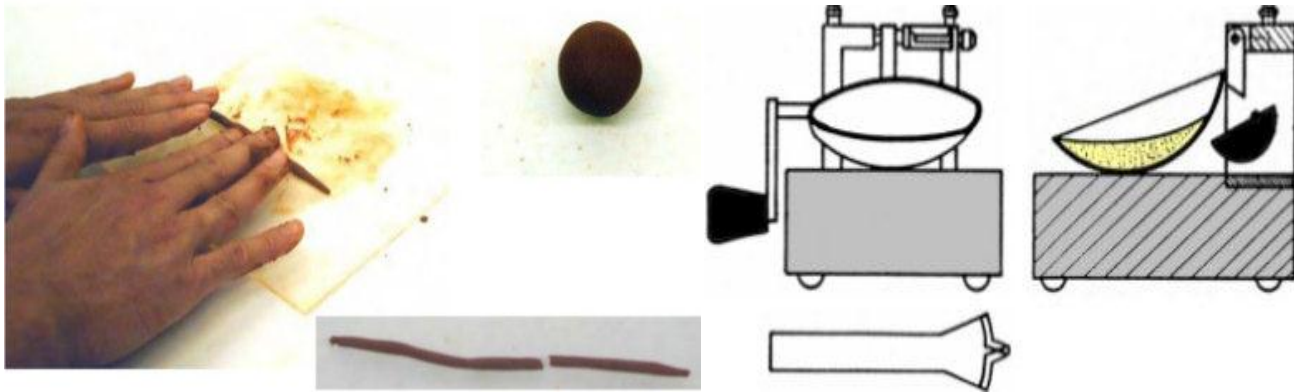


Figure V.4 : États de consistance des sols

- Limite de Liquidité : WL (frontière entre état plastique et liquide).
- Limite de Plasticité : WP (frontière entre état solide et plastique).

V .1. 4.3.3. 3.Domaine d'application :

- Cet essai s'applique généralement sur les sols comportant un pourcentage de fines ($80\mu\text{m}$) supérieur à 35%..

V .1. 4.3.3. 4.Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur la fraction $0/400\mu\text{m}$ en deux phases :

- Détermination de la teneur en eau WL pour laquelle une rainure pratiquée dans une coupelle se ferme à 10 mm, suite à 25 chocs répétés (cette limite de liquidité correspond à une résistance à un cisaillement conventionnel)
- Détermination de la teneur en eau WP pour laquelle un rouleau de sol de diamètre 3 mm se fissure (cette limite de plasticité correspond à une résistance à la traction conventionnelle)

V .1. 4.3.3. 5.préparation de l'échantillon:

- On tamise une quantité de sol (tamis 0.400) : pour obtenir 200g de mortier préalablement au tamisage on prendra soin de briser les mottes de terre au pilon et d'écarter manuellement les grosses particules.
- on ajoute progressivement une quantité d'eau au sol et on malaxe vigoureusement .
- on couvrit le mélange et laisser reposer pendant la durée nécessaire,une période de repos de 24h est nécessaire pour les argiles, et quelques minutes sont suffisantes pour les limons.

V .1. 4.3.3. 6.Matériels utilisés :

- Spaspatule,coupelle,marbre pour malaxage,godet
- Balance,etuve a 105°C , socle en bois, bac et pinceau
- Appareil de limite (casagrande)
- Outil a rainurer
- Les tares

V .1. 4.3.3. 7. Préparation de l'appareil:

Avant de démarrer l'essai il est conseillé de réaliser les préparations suivantes:

- On nettoie le socle et la coupelle avec un chiffon propre
- On marque le point de contact de la coupelle avec le socle
- On règle la hauteur de chute de la coupelle à l'aide de la vis de réglage.

V .1. 4.3.3. 8. Mode opératoire:

L'essai s'effectue sur le mortier du sol (fraction inférieure à 400 μm).

Limite de liquidité : Le sol est mélangé à une quantité d'eau. La pâte obtenue est placée dans une coupelle de 100 mm de diamètre environ. On trace sur la pâte lissée une rainure normalisée avec un outil spécial. À l'aide d'une came, on fait subir une série de chocs à la coupelle. On observe en fin d'expérience le contact des deux lèvres de la rainure. La limite de liquidité est la teneur en eau en % qui correspond à une fermeture en 25 chocs.

Limite de plasticité : On mélange l'échantillon avec des quantités variables d'eau; on façonne avec la pâte un rouleau de 6 mm de diamètre pour une centaine de mm de longueur. Puis on atteint 3 mm de diamètre en le roulant (souvent avec les doigts), après 5 à 10 aller-retour maximum. La limite de plasticité est la teneur en eau en % du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm.

✚ **La précision de l'essai est de l'ordre du demi-point de teneur en eau pour la détermination de la limite de liquidité et du point de teneur en eau pour la détermination de la limite de plasticité.**

Les limites d'Atterberg permettent de calculer l'indice de consistance qui caractérise l'état hydrique d'un sol (80 à 90 % d'éléments < 400 μm) :

$$IP = WL - WP$$

$$Ic = (WL - WN) / IP$$

avec WN : teneur en eau naturelle de la fraction 0/400 μm

Ic = 0 si matériau à l'état liquide

Ic = 1 si matériau à l'état solide

Indice de plasticité	Type du sol
$IP < 1$	Sol pulvérulents
$1 \leq IP \leq 7$	Sable argileux
$7 \leq IP \leq 17$	Argile sablonneuse
$17 \leq IP$	Argile

Tableau V . 6 : Classification des sols selon l'indice de plasticité IP

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < IP < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 \leq IP < 15$	Moyennement plastique
$15 \leq IP < 40$	Plastique
$40 \leq IP$	Très plastique

Tableau V . 7: Classification de l'argilité d'un silt (limon) selon l'indice de plasticité IP

Sol	W _l	IP
Sable	10 à 20	5 à 10
Sable limoneux	10 à 30	5 à 15
Sable argileux	15 à 40	10 à 20
Limon	50 à 80	15 à 25
Argile limoneuse	60 à 100	20 à 30
Argile plastique	80 à 150	> 30
Argile très plastique	> 150	> 50

Tableau V . 8 : Ordres de grandeur de W_l et IP pour sols courants

Indice de consistance	Consistance du sol
$Ic \leq 0$	Liquide
$0 < Ic < 15$	Plastique
$Ic = 1$	Solide plastique
$Ic > 1$	Solide ou semi-solide

Tableau V . 9 : État de consistance du sol en fonction de Ic

Indice de liquidité	Consistance du sol
$IL < 0$	Très dure
$0 < IL < 1$	Dure à très plastique
$IL > 1$	Fluide

Tableau V. 10 : État de consistance du sol en fonction de IL

V .1. 4.3.4.Masse volumique des granulats :

La masse volumique vraie est définie comme le rapport entre la masse et le volume du solide réel

La masse volumique ou masse volumique apparente est la masse d'un corps par unité de volume totale y compris les vides entre les grains de ce corps (volume apparent). La masse spécifique ou masse volumique absolue est la masse d'un corps par unité de volume de matière pleine sans aucun vide entre les grains (volume absolu).

V .1. 4.3.4.a- Masses volumiques apparentes

- Prendre le granulat dans les deux mains formant un entonnoir,
- Placer les deux mains à 10 cm environ au dessus d'une mesure d'un litre ($V_{app} = 1L$) et laisser tomber ce granulat, ni trop vite, ni trop lentement,
- Verser le granulat au centre de la mesure jusqu'à ce qu'il déborde en formant un cône
- Araser à la règle,
- Peser le contenu, soit M.

La masse volumique apparente est donnée par :

$$\rho_{app} = M / V_{app}$$

V .1. 4.3.4.b- Masses volumiques absolues (Méthode de l'éprouvette graduée):**V .1. 4.3.4.b .1- Principe:**

C'est une méthode simple, rapide et qui utilise un matériel simple. Mais son inconvénient est qu'elle n'est pas très précise.

V .1. 4.3.4.b .2.- mode opératoire

Mettre dans une éprouvette graduée un volume V_1 d'eau. Peser une masse M du corps et l'introduire dans l'éprouvette. Bien éliminer les bulles d'air, noter le volume V_2 .

Le volume absolu recherché est :

$$V_{abs} = V_2 - V_1$$

La masse volumique absolue est :

$$\rho_{app} = M / V_{abs}$$

V .1. 4.3.5. Evaluation des carbonates:**V .1. 4.3.5.1. Objet:**

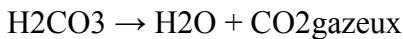
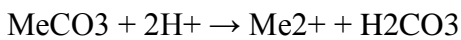
Détermination de la teneur en carbonate par la méthode volumétrique.

V .1. 4.3.5.2. Domaine d'application:

Méthode de détermination de la teneur en carbonate dans des échantillons de sols (y compris les sédiments), de matières utilisées sur ou dans les sols et de déchets. Cette détermination est systématique sur les matières amendantes mais pas sur les sols. [13]

V .1. 4.3.5.3. Principe :

L'acide chlorhydrique est ajouté à un échantillon pour décomposer tous les carbonates présents :



Le volume de gaz carbonique dégagé est mesuré à l'aide d'un appareil Scheibler et est comparé au volume de gaz carbonique produit par du carbonate de calcium pur. Afin de ne pas tenir compte de correction, tous les tests sont réalisés dans les mêmes conditions.

V .1. 4.3.5.4. Préparation de l'échantillon:

Conformément à la procédure S-I-1, les échantillons sont séchés à l'air ou dans une étuve ventilée à une température inférieure à 40 °C. Ils sont alors émottés et tamisés au travers d'un tamis de 2 mm d'ouverture de mailles. Eventuellement, si la prise d'essai est inférieure à 2 g, une partie de l'échantillon peut être broyé, sans refus, pour passer au travers d'un tamis à 250 µm d'ouverture de mailles. Une partie de l'échantillon à 2 mm servira à la mesure de l'humidité résiduelle conformément à la procédure

V .1. 4.3.5.5. Analyse préliminaires :

Faire un essai préliminaire en ajoutant un peu d'acide chlorhydrique sur une fraction de l'échantillon déposé sur un verre de montre.

L'intensité et le temps de l'effervescence donneront une estimation de la teneur en carbonate.

V .1. 4.3.5.6. Appareillages et matériels utilisés:

- Appareil Scheibler : adapté à l'exécution de dosages d'un échantillon seul ;
- Balance analytique : précision minimum de 0.1 mg ;
- Flacons à réaction : capacité de 150 ml et munis d'un col large ;
- Récipients en matière plastique : capacité d'environ 10 ml, pouvant être introduit dans les flacons à réaction ;
- Pinces : résistantes à l'acide ;
- Verre de montre.
- Tamis de 250 µm (éventuellement)

V .1. 4.3.5.7. Réactifs utilisés:

Eau : conductivité électrique ≤ 0.2 mS/m à 25 °C, eau de qualité 2, conformément à l'ISO 3696 ;

Acide chlorhydrique 4 M : diluer 340 ml d'acide chlorhydrique concentré à 1000 ml avec de l'eau ;

Carbonate de calcium (CaCO₃) : en poudre.

V .1. 4.3.5.8. Mode opératoire :

L'échantillon après avoir été séché à l'air, est réduit en une fraction < 2 mm.

Dosage : Les dosages des échantillons, des essais à blanc et du carbonate de calcium doivent être réalisés simultanément dans un local où la température et la pression ne varient pas trop durant la durée des dosages.

Inclure pour chaque série 2 essais à blanc et 2 étalons de respectivement 0.200 et 0.400 g de carbonate de calcium.

Peser une prise d'essai représentative de l'échantillon et la transférer quantitativement dans un flacon à réaction et y ajouter 20 ml d'eau. Peser également les étalons de 0.200 et 0.400 g de carbonate de calcium et les transférer quantitativement dans des flacons à réaction et y ajouter 20 ml d'eau. Pour la détermination à blanc, utiliser les flacons à réaction contenant 20 ml d'eau ;

- Placer ces flacons en face des appareils Scheibler. Ouvrir les robinets d'arrêt D1 et D2 et régler le niveau de l'eau à 3 ml dans les tubes pour les échantillons et les étalons et respectivement à 20 et 80 ml pour les blancs. Fermer le robinet d'arrêt D2 ;
- Remplir le récipient en matière plastique de 7 ml d'HCl et l'introduire à l'aide de pinces dans le flacon à réaction contenant la prise d'essai. Veiller à ce qu'il n'y ait aucun contact entre l'acide et le sol avant que le flacon ne soit relié à l'appareil Scheibler ;

Humecter les bouchons en caoutchouc de l'appareillage avec de l'eau, puis relier les flacons à réaction.

Fermer le robinet d'arrêt D1 et noter à nouveau le niveau de l'eau dans les tubes. Verser doucement l'HCl sur l'échantillon en inclinant doucement le flacon à réaction. Agiter pendant 5 minutes et noter le volume lorsqu'il ne varie plus. Si le volume varie, continuer à agiter le flacon jusqu'à atteindre un volume stable.

Veiller à ce que la différence entre les niveaux d'eau dans les 2 tubes ne dépasse pas 3 ml. Ceci peut être ajusté en ouvrant le robinet d'arrêt D2. A la fin de la période d'agitation, équilibrer le niveau de l'eau dans les 2 tubes et mesurer le volume de gaz produit dans le tube d'étalonnage avec une précision de 0.1 ml.

V .1. 4.3.5.9. Calcul de la teneur en carbonate de l'échantillon

où $w(\text{CaCO}_3)$ est la teneur en carbonate, en g par kg, d'échantillon séché en étuve m_1 est la masse de la prise d'essai (g) ; m_2 est la masse moyenne des étalons de carbonate de calcium (g) ; V_1 est le volume moyen du gaz carbonique produit par la réaction de la prise d'essai (ml) ; V_2 est le volume moyen du gaz carbonique produit par la réaction de carbonate de calcium (ml) ; V_3 est la variation en volume des déterminations à blanc (ml), cette valeur peut être négative ; $w(\text{H}_2\text{O})$ est la teneur en eau, exprimée sous forme de pourcentage en masse, sur la base d'une masse séchée, mesurée conformément à la procédure S-I-3

V .1. 4.3.6.Équivalent de Sable (ES) :**V .1. 4.3.6.1.Définition :**

L'essai d'équivalent de sable, permettant de mesurer la propreté d'un sable, et effectué sur la fonction d'un granulat passant au tamis à mailles carrées de 5mm. Il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent

La valeur d'équivalent de sable (ES) est le rapport multiplié par 100, de la hauteur de la partie sableuse sédimentée, à la hauteur totale du floculat et de la partie sableuse sédimentée .

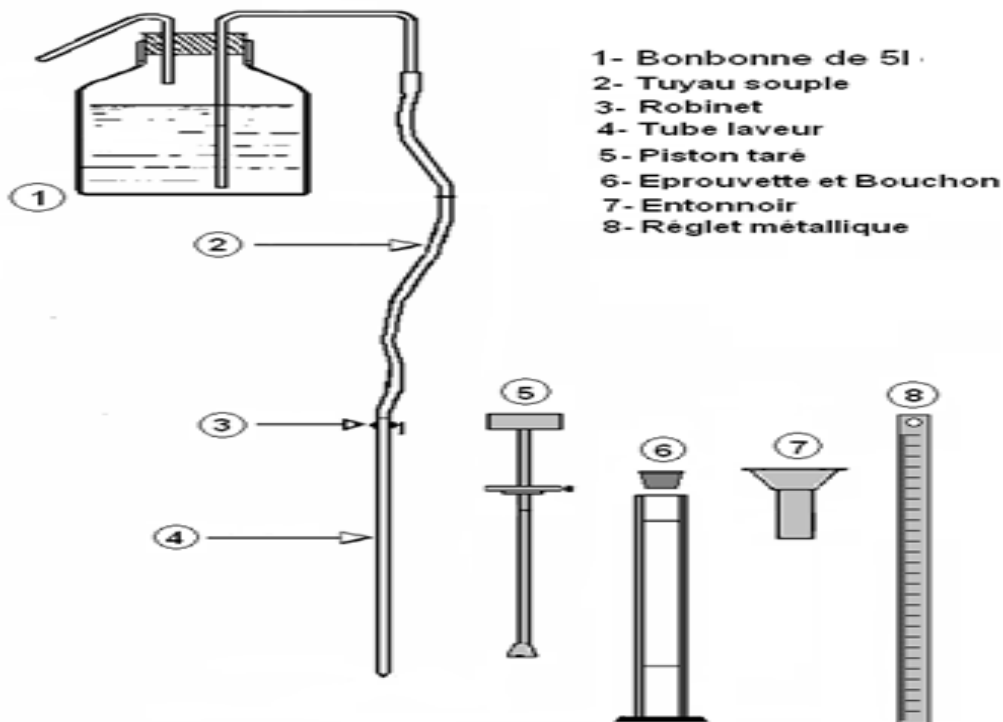


Figure V.6 : équivalent de sable

V .1. 4.3.6.2.But de l'essai :

L'essai équivalent de sable permet de mettre en évidence la proportion de poussière fine nuisible dans un matériau. Et surtout utilisé par les matériaux routiers et lessables à béton. Car il permet de séparer les sables et graviers des particules fines comme les limons et argiles.

V .1. 4.3.6.3.Domaine d'application :

Cette détermination trouve son application dans de nombreux domaines notamment les domaines suivants :

- Classification des sols.
- Étude des sables et sols fins peu plastique.
- Choix et contrôle des sols utilisables en stabilisation mécanique.
- Choix et contrôle des sables à béton.
- Contrôles des sables utilisés en stabilisation chimique.

– Choix et contrôle des granulats pour les enrobes hydrocarbonés.

V .1. 4.3.6.4. Principe de l'essai :

L'essai équivalent de sable s'effectue sur la fraction des sols passant au tamis 5mm ; il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments les plus fins contenus dans cette fraction, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments dits sableux et les éléments plus fins (argileux par exemple). **[14]**

V .1. 4.3.6.5. Matériels utilisés :

- tamis de 5 mm d'ouverture de mailles avec fond.
- Spatule et cuillère
- Récipients de pesée pouvant recevoir environ 200ml.
- Balance dont la portée limite est compatible avec les masses à peser
- Pesées avec une précision relative de 0.1%
- Chronomètre donnant la seconde
- Réglet de 500mm, gradué en millimètres.
- Goupillon pour nettoyage des éprouvettes.
- Bacs pour tamisage

V .1. 4.3.6.6. Préparation de l'échantillon pour essai :

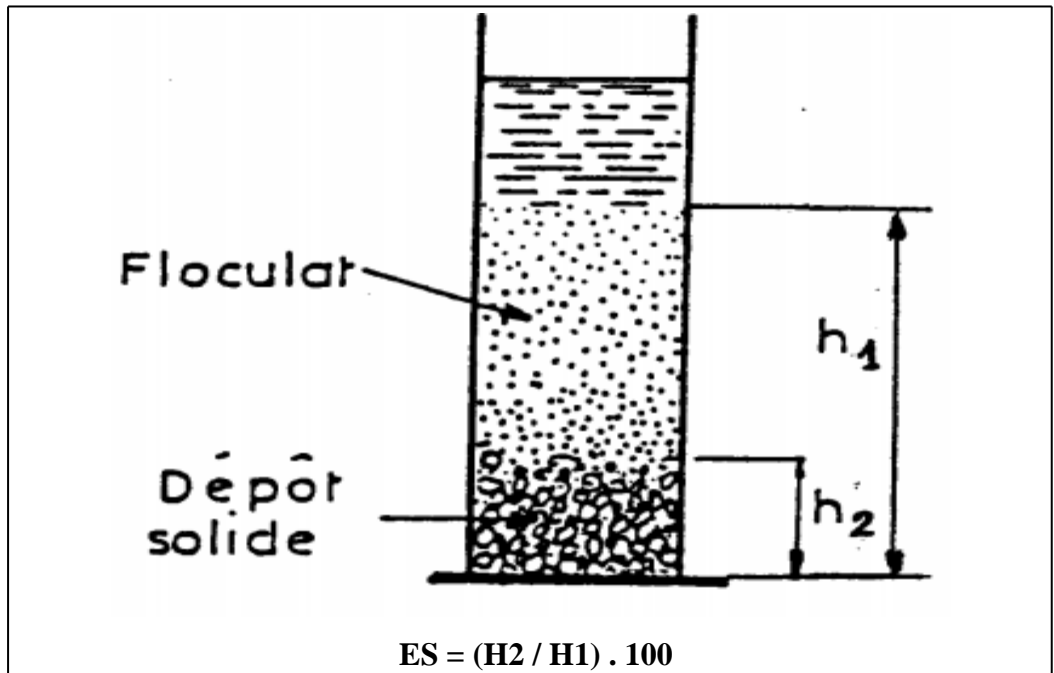
l'échantillon pour laboratoire doit être préparé suivant les prescriptions de la norme P18-598. Sa masse doit être telle que la fraction passant au tamis de 5mm pèse 500 à 700g .

si l'échantillon pour laboratoire n'est pas humide ,l'humidifier afin d'éviter les pertes de fines et la ségrégation. Sur celui-ci procéder à la préparation d'un échantillon pour la détermination de la teneur en eau W et de trois échantillon pour essai

l'essai s'effectue sur le sable en teneur en eau naturelle, la masse sèche de l'échantillon pour essai doit être de $120g \pm 1g$.

V .1. 4.3.6.7. mode opératoire :

- Tamisez l'échantillon (tamis 5mm) et prenez 120g
- Remplir l'éprouvette jusqu'au trait inférieur avec la solution lavande, puis ajouter la masse de l'échantillon, et laisser la manipulation pendant 10mn
- Après les 10mn on ferme l'éprouvette avec un bouchon et on la pose dans un agitateur et le démarrer (agitateur pendant 30s)
- Laver avec la tige d'eau de la solution lavande jusqu'à le trait supérieur
- Après 20mn mesurer avec la règle h1 jusqu'au niveau qui sépare le liquide et le matériau(flocculat)
- Et avec le piston on mesure h2
- Refaire l'essai 3fois



Nature	ES
Sable pur et propre	100
Sol non plastique	40
Sol plastique	20
Argile pur	0

Tableau V. 11 : Caractérisation des sols à partir de la valeur de ES

Tableau V. 12 : nature du sol en fonction d'ES

N°	Equivalent de sable en %	Observation
01	ESV <65	Sable argileux ; risque de retrait ou de gonflement de béton.
02	65<ESV<75	Sable léguèrent argileux ; de propreté admissible
03	75<ESV<85	Sable propre ; convenant au béton à haut qualité
04	ESV>85	Sable très propre ; absence de plasticité de béton

V .1. 4.4. Les essais de détermination des paramètres de compactage

V .1. 4.4. 1. Essai Proctor

V .1. 4.4.1. 2. But de l'essai :

Détermination des références de compactage d'un matériau : masse volumique et teneur en eau.

V .1. 4.4.1. 3. Principe de l'essai :

L'essai Proctor, complètement normalisé, consiste à placer dans un moule de dimensions déterminées, un échantillon humidifié de manière homogène à une teneur en eau donnée, peu élevée au début, et à compacter cet échantillon par couches au moyen d'une dame de poids standardisé tombant d'une hauteur standardisée.

Pour chacune des teneurs en eau considérées, on détermine le poids volumique sec du sol et on établit la courbe des variations de ce poids volumique en fonction de la teneur en eau (Figure V.6)

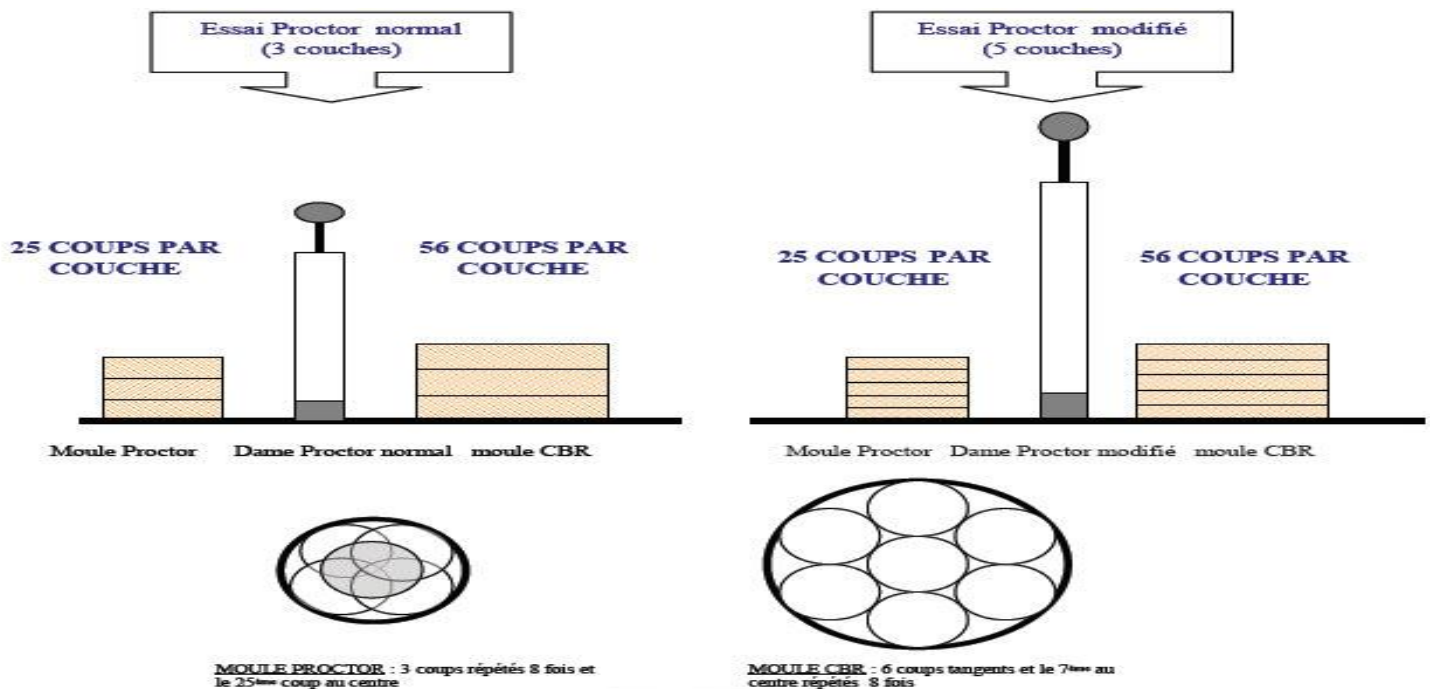


Figure V.6 : Principe de l'essai Proctor normal et modifié [15]

V .1. 4.4 2. L'indice de portance (CBR)

Les initiales CBR sont l'abréviation de California Bearing Ratio.

V .1. 4.4 2.1. But de l'essai :

Cet essai donne une mesure de la portance relative des sols par rapport à un sol type, constitué par des pierrailles concassées et compactées, extraites d'une carrière de Californie. Cet essai permet de :

- Établir une classification des sols (GTR)
- Évaluer la traficabilité des engins de terrassement
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente → épaisseur diminue)

V.1.4.4 2.2. Principe de l'essai :

L'indice portant californien CBR est le rapport, exprimé en % de la pression produisant un enfoncement donné au moyen d'un poinçon cylindrique normalisé (de section 19.32 cm²) se déplaçant à une vitesse déterminée (1.27 mm/min) et de la pression nécessaire pour enfoncer le même poinçon dans les mêmes conditions, dans un matériau type. **[16]**

Cet indice peut être pris à différent état hydrique (soit à différent niveau de compactage) :

- ✓ A l'optimum : indice portant à la teneur en eau optimale W_{opm}
- ✓ A la teneur en eau naturelle (Indice Portant immédiat) à W_{nat}
- ✓ Après saturation : on immerge le moule pendant quatre jours dans l'eau et on enfonce le poinçon à vitesse constante.

L'enfoncement est mesuré en fonction de la charge. Par définition, on note deux CBR :

$$CBR_1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement}_{en\ KN}}{13.35} \cdot 100$$

L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur exprimée en %.

	CBR
Sol mous à très mous	<2
Argiles	2 – 10
Limons et argiles raides	8 – 40
Sables	8 – 30
Graves	15 – 80
Concassée	80 - 100

Tableau V. 13 : Valeurs usuelles de l'indice CBR

V .1. 4.4.3. Densitomètre à membrane :**V .1. 4.4.3.1 But :**

Mesurer les masses ou poids volumiques apparents des sols (humide γ , ou sec γ_d) en place avant foisonnement, ou encore après tassement ou compactage. L'essai consiste à creuser une cavité, à recueillir et peser la totalité du matériau extrait, puis à mesurer le volume de la cavité à l'aide d'un densitomètre à membrane. L'appareil est doté d'un piston qui, sous l'action de l'opérateur, refoule un volume d'eau dans une membrane souple étanche qui épouse la forme de la cavité. Une tige graduée permet de lire directement le volume (Figure V.7)



Figure V.7 : Densitomètre à membrane

V .1. 4.4.3.2.SPECIFICATIONS :

- Mesure de la densité en place
- Contrôle du compactage
- Conforme aux recommandations du LCPC

V .1. 4.4.3.3. Pour la détermination de la masse volumique des sols en place :

- Lecture directe du volume de la cavité sur la tige graduée
- Corps en laiton
- Piston en alliage léger
- Manomètre de lecture de la pression appliquée pour une bonne répétabilité des mesures
- Orifice de remplissage par le haut
- Poignée double pour une bonne répartition de l'effort
- Base carrée avec système de fixation

V .1. 4.4.4. Extraction des liants d'un enrobé bitumineux:**V .1. 4.4.4. 1.Principe :**

Le liant est extrait d'un enrobé bitumineux par dissolution dans un solvant chloré, le tétrachloroéthylène (à chaud pour les bitumes modifiés par des polymères, les agrégats d'enrobés, les bitumes oxydés et à température ambiante pour les bitumes purs). Cette solution est ensuite filtrée et centrifugée afin d'éliminer les particules minérales présentes, puis distillée sous vide pour éliminer le solvant. Le liant est récupéré directement dans des godets de pénétrabilité.

Note : la manipulation du solvant doit toujours se réaliser dans des conditions de sécurité maximale et sous hotte aspirante.

V .1. 4.4.4. 2.Produits chimiques :

Tétrachloroéthylène (CCl_2CCl_2) pur à 99 % ou mieux. Note : l'utilisation du tétrachloroéthylène récupéré est interdite, les chlorures labiles étant à l'origine de phénomènes d'oxydation et durcissement des liants.

V .1. 4.4.4. 3.Appareillages :

- Matériel et verrerie courante de laboratoire
- Enceinte thermostatique à Hotte aspirante
- Récipient métallique muni d'un couvercle étanche avec un évent et une entrée pour l'introduction du solvant d'extraction
- Table d'agitation mécanique pour le récipient métallique
- Centrifugeuse classique de type rotatif : accélération minimale de 3000 g et de capacité minimale de 1 litre
- Évaporateur rotatif à distiller sous vide équipé d'un bain d'huile
- Tamis de 80 microns
- Spectromètre infrarouge à transformée de Fourier (IRTF)
- Lamelle transparente aux infrarouges (lame de NaCl ou KBr)
- Four à moufles.

V .1. 4.4.4. 4.Mode opératoire

V .1. 4.4.4. 5. Préparation des échantillons:

L'enrobé bitumineux à extraire doit être exempt de toute souillure et doit se présenter sous une forme émiettée. Pour cela, le matériau doit être chauffé dans une enceinte thermorégulée à une température n'excédant pas 140 °C et pour un temps le plus court possible.

V .1. 4.4.4. 6. Exécution de l'essai:

- **Étape de désenrobage:** Introduire dans le récipient métallique muni d'un couvercle hermétique environ 2 kilogrammes de matériau émietté à la température de 140 °C. Après fermeture du récipient métallique, introduire, à l'aide d'un entonnoir par l'entrée prévue sur le couvercle, le tétrachloroéthylène à raison de 1 litre pour 1,3 kilogramme d'enrobés
 - à température ambiante pour un enrobé à base de bitume pur
 - préalablement chauffé à 70-80 °C pour un enrobé à base de bitume modifié par des polymères, pour un enrobé âgé ou pour un enrobé formulé avec du bitume oxydé. Agiter pendant 40 minutes le récipient métallique fermé sur l'agitateur mécanique. Laisser refroidir et après dégazage (si c'est nécessaire), récupérer la solution d'extraction en filtrant le mélange sur un tamis (tamis de 80 microns par exemple) afin d'éliminer l'essentiel des particules minérales. Centrifuger la solution 60 minutes dans une centrifugeuse rotative classique d'accélération minimale de 3000 g, en équilibrant parfaitement les godets. Augmenter la durée de centrifugation en fonction du liant et de l'âge de l'enrobé : 90 minutes s'il agit d'un enrobé âgé ou formulé à base de bitume oxydé. À titre d'exemple, des conditions optimales de réglages internes de la centrifugeuse peuvent être fixées à 5300 g et à 6 °C (si l'appareillage de la centrifugeuse le permet) pendant les temps indiqués ci-dessus. Filtrer le surnageant avec un tamis (tamis de 80 microns par exemple).
- **Étape de distillation** sous vide à l'évaporateur rotatif Introduire dans le ballon à distiller environ 400 millilitres de la solution bitumineuse. Régler la rotation du ballon de distillation à 75 tours/minute \pm 5. Porter le bain d'huile du ballon évaporateur à une température de 100 °C \pm 5 °C. Réduire la pression absolue à 15 kPa \pm 0,5 kPa (150 millibars \pm 5 millibars). Quand la solution bitumineuse est réduite de moitié, réalimenter le ballon par aspiration de la solution de bitume. Effectuer cette opération jusqu'à épuisement de la solution bitumineuse à distiller. Lorsque la distillation de solvant cesse, porter progressivement la température du bain d'huile à 185 °C \pm 5 °C. Puis, quand cette température est atteinte, réduire la pression à 5 kPa \pm 0,2 kPa (50 millibars \pm 2 millibars). Page 8 Extraction des liants d'un enrobé bitumineux pour caractérisation du liant récupéré Maintenir ces conditions durant 30 minutes (45 minutes s'il s'agit d'un liant modifié par un polymère). Prélever quelques gouttes de bitume dans le ballon, les étaler sur une lamelle transparente aux infrarouges et

vérifier, par spectrométrie infrarouge à transformée de Fourier, l'absence de tétrachloroéthylène. Pour cela, étendre le bitume en film sur la lamelle et enregistrer un spectre infrarouge entre 4000 et 700 cm^{-1} , 8 cycles d'accumulation et une résolution de 2 cm^{-1} . Le tétrachloroéthylène est détecté, au sein du bitume, par la présence de deux bandes IRTF caractéristique

➤ **Étape de vérification de la teneur en éléments fins du liant récupéré :**

Peser au milligramme environ 4 grammes de bitume dans une coupelle de calcination. Brûler la prise d'essai avec un bec Bunsen puis calciner le résidu 8 heures à 450 °C dans un four. Peser le résidu de calcination.

➤ **Validation de l'extraction du liant**

L'extraction du liant d'un mélange hydrocarboné sera considérée comme valide pour une caractérisation ultérieure du bitume récupéré si, quantitativement, le résidu de calcination à 450 °C pendant 8 heures est inférieur à 1 % de la prise d'essai de bitume récupéré.

V .1. 4.5. Classification géotechnique des sols

V .1. 4.5. 1. Plusieurs classifications dans différent pays :

- Classification LCPC (laboratoire central des ponts et chaussées)
- Classification USCS (Unified soil classification system) établie par Casagrande :

identique à la classification LCPC

- Classification GTR (Guide des terrassements routiers)
- Classification AASHO (American Association State Highways Officials)

1. La classification LCPC

Cette classification utilise les résultats fournis par la granulométrie et les limites d'ATTERBERG, ainsi quelques essais complémentaires (Figure V.8)

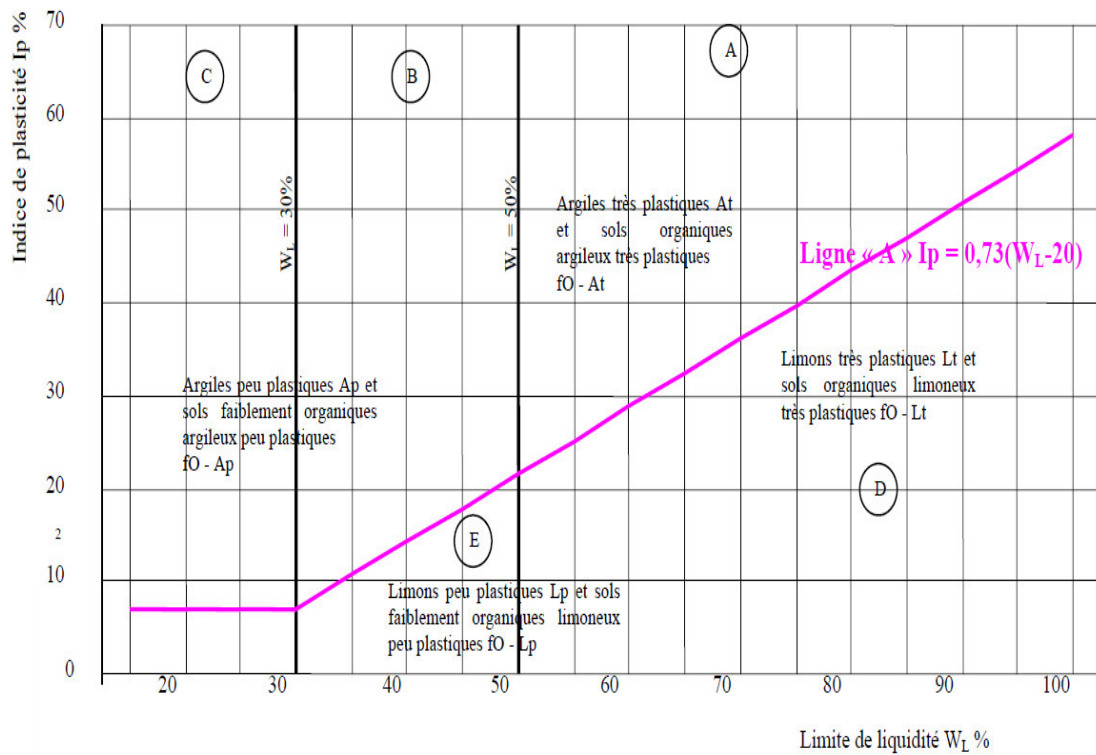


Figure V.8 : Abaque de plasticité de Casagrande

2. La classification GTR (AFNOR – SERTA)

C'est la seule classification présentant un réel intérêt pratique et utilisé dans les travaux de terrassement.

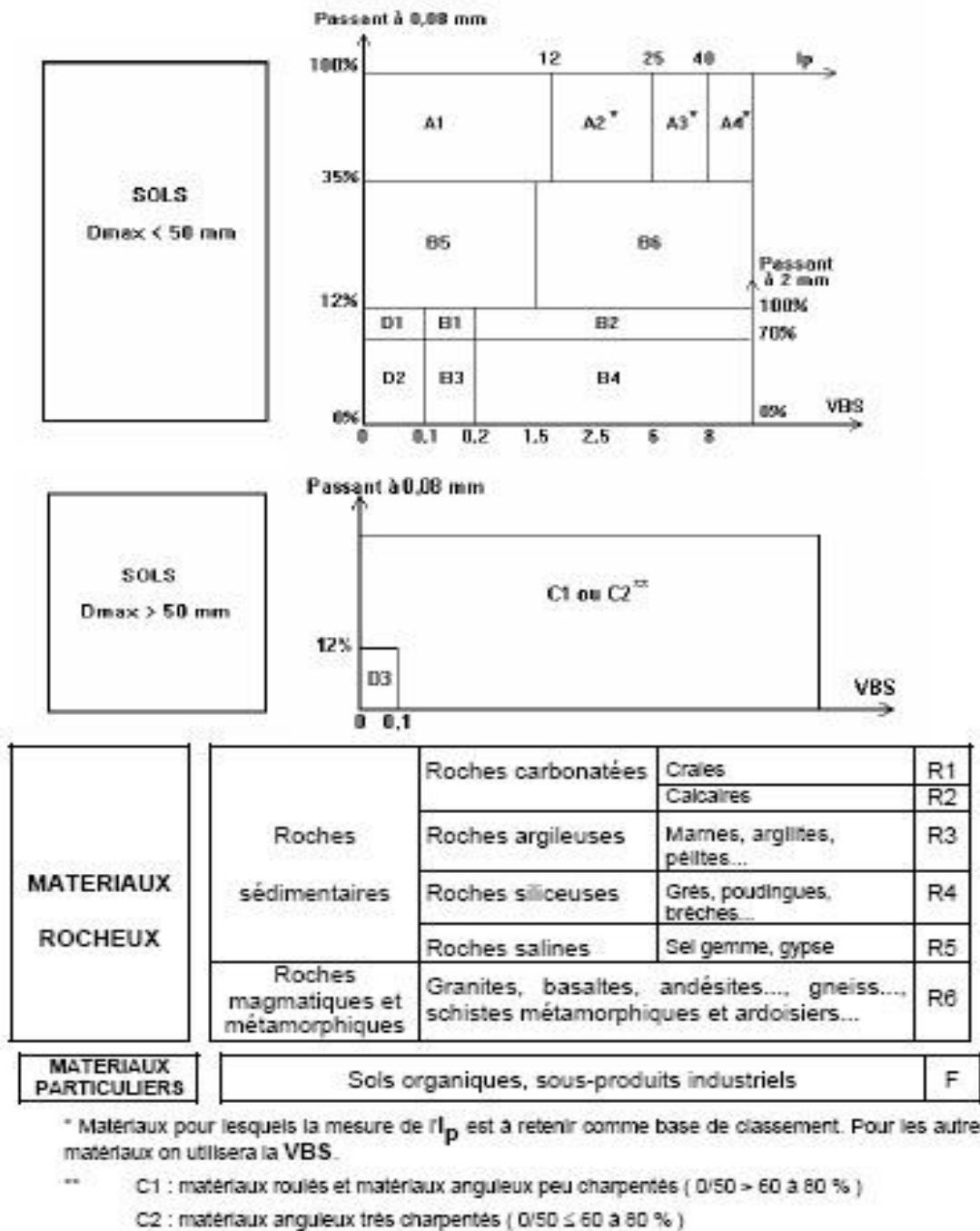


Figure V.9 : Classification française des sols de D_{max} > 50 mm / Classification française des sols rocheux et organiques

V.2. Interprétation des resultants :

V.2.1. Sol support :

V.2.1.1. Teneur en eau:

V.2.1.1.1 Teneur en eau par étuvege:



Figure V.10 : Teneur en eau par étuvege

N° de la tare	B1	B2	H1	H2	D1	D2
Poids total humide	17	21	41	35	30	32
Poid total sec	16	20	38	34	28	31
Poids de la tare	7	6	16	13	13	18
Poids d'eau	1	1	3	1	2	1
Poids du sols sec	9	14	22	21	15	13
Teneur en eau	11%	7%	14%	5%	13%	8%
Moyenne %	9.66 %=10%					

TABLEAU V.14 : RESULTATS D'ESSAI TENEUR EN EAU

Les teneurs en eau sont faibles de l'ordre de 01 à 25 % ; alors Le sol est légèrement humide

V .2.1. 1. 2.Teneur en eau par la plaque chauffante:



Figure V.11 : Teneur en eau par plaque chauffante

TENEUR EN EAU EN %			
ECHANTILLON	01	02	03
N° TARE	P1	P2	P3
POID HUMIDE+TARE (g)	296	296	303
POID SEC+TARE(g)	293	294	301
POID DE LA TARE(g)	274	274	274
POID D’EAU(g)	3	2	2
POID DU SOL SEC (g)	19	20	27
TENEUR EN EAU (%)	16%	10%	7%
MOYENNE	11%		

TABLEAU V .15 : RESULTATS D’ESSAI TENEUR EN EAU par la plaque chauffante

D’apres la norme NF P94-050 (tableau V.2 /V.3) Les teneurs en eau sont faibles de l’ordre de 01 à 25 % ; alors Le sol est légèrement humide

V .2.1.2. la masse volumique absolue

V .2.1.2. .a. la masse volumique absolue des fines



Figure V.12 : masse volumique des fines

	Echantillon n°01
Pm(g)	40
P1(g)	279
P2(g)	303
Vs =(P1+Pm)-P2	16
γs=(Pm/Vs) (g/ml)	2.5

TABLEAU V .16: RESULTATS D'ESSAI masse volumique des fines

Avec :

Pm :poid de l'échantillon (40g)

P1 : poid du pycnometre + eau au repére

P2 :poid du pycnometre+eau au repere +poid d'échantillon

D'apres la norme NF EN 1097-6 On Remarque que la valeur trouvée du masse volumique est tres proche de l'intervalle théorique qui varie entre 2.45 et 2.65 (g/ml)

V .2.1.2. b. masse volumique absolue des cailloux:



Figure V.13 : masse volumique absolue des cailloux

		Echantillon n°01	Echantillon n°02	Echantillon n°03
Poid de l'échantillon(g)	P	205	205	205
Volume d'eau(ml)	V1	500	500	500
Volume d'eau+poid de l'échantillon(ml)	V2	590	600	585
V3	V2-V1	90	100	85
Poids spécifiques(g/ml)		2.27	2.05	2.41
La moy		2.24		

TABLEAU V .17: RESULTATS D'ESSAI poids spécifique des cailloux

D'apres la norme NF EN 1097-6 On Remarque que la valeur trouvée du masse volumique absolue est faible par rapport de l'intervalle théorique qui varie entre 2.45 et 2.65 (g/ml)

V.2.1.3. Masse volumique apparente (Humide et sec) :



Figure V.14 : Masse volumique apparente

	Echantillon humide	Echantillon sec
Volume de moule(cm ³)	76.93	76.93
Poid du moule(g)	91	91
Poid total(g)	149	80
γ_h (g/cm ³)	1.93	1.03

TABLEAU V.18 : RESULTATS D'ESSAI la masse volumique apparente

Avec : $\gamma_h = P_t / v$

D'après la norme NF EN 1097-6 On Remarque que les valeur trouvée de la masse volumique apparentes sont faibles par rapport au l'intervalle théorique qui varie entre 1.30 et 1.60 (g/ml)

V .2.1. 4. Granulométrie avant lavage :



Figure V.15 : Granulométrie avant lavage

Pi=3833g

DIAMETRE	POID PARTIELLE	REFUS CUMULLE	RC%	TAMISAT%
31.5	170	170	4%	96%
20	212	382	10%	90%
10	311	693	18%	82%
5	235	928	24%	76%
2	277	1205	31%	69%
1	330	1535	40%	60%
0.400	536	2071	54%	46%
0.200	1200	3271	85%	15%
0.100	428	3699	96%	4%
0.080	35	3734	97%	3%
FOND DU TAMIS	81	3815	100%	0%

TABLEAU V .19: RESULTATS D'ESSAI Granulométrie avant lavage

D'apres la norme NF P 94-056 :

$$Cu = \frac{1}{0.16} = 6.25 \quad 5 < cu < 20 \text{ Peu uniforme}$$

$$Cc = \frac{0.09}{0.05} = 0.56 \quad Cc < 1 \text{ sable proper mal gradué il est éviter d'utiliser ce sable dans la construction}$$

Interpretation :

A partir du courbe on déduit que l'échantillon se compose de :

- 6 % de cailloux
- 21 % de graviers
- 54 % de gros sable
- 12 % de sable fin

Le pourcentage de refus cumuli obtenu à 80 μm est égale à 3%

Granulometrie après lavage :



Figure V.16 : GRANULOMETRIE APRES LAVAGE DU REFUS >80MM

Pi=829g après 24h d'etuvage

DIAMETRE	POID PARTIELLE	RC	RC%	TAMISAT
31.5	62	62	7	93
20	92	154	19	81
16	13	167	20	80
12.5	5	172	21	79
10	11	183	22	78
8	9	192	23	77
5	20	212	26	74
4	11	223	27	73
2	36	259	30	69
0.800	47	306	37	63

0.400	81	387	47	53
0.200	273	660	80	20
0.100	144	804	97	3
0.080	8	812	98	2

TABLEAU V .20: RESULTATS D'ESSAI Granulométrie aprs lavage

$$Cu = \frac{0.6}{0.15} = 4 \text{ avec } 2 < Cu < 5 \text{ granulometrie uniforme}$$

$$Cc = \frac{0.25}{0.09} = 2.7 \quad 1 < Cc < 3 \text{ donne une granulométrie bien étalée}$$

Interpretation :

A partir du courbe on déduit que l'échantillon se compose de :

12 % de cailloux

12 % de graviers

49 % de gros sable

18 % de sable fin

Le pourcentage de refus cumuli obtenu à 80 μm est égale à 2%

V .2.1. 5. Equivalent de sable:

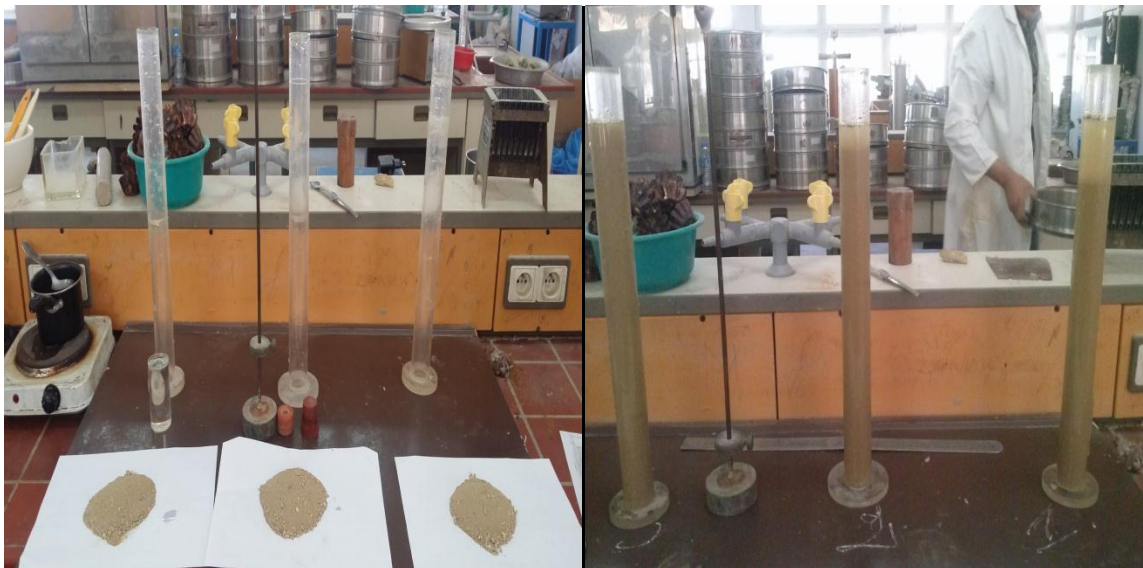


Figure V.17 : Equivalent de sable

L'éprouvette	Ech01	Ech02	Ech 03
Mesure h1	28.3	28.6	29.7
Mesure h2	8.3	7.7	9
Es	29.32%	26.92 %	30.30%
MOYENNE	28.84% =29%		

TABLEAU V .21 : RESULTATS D'ESSAI Equivalent de sable

D'après NFP 18-598 ES<60 sable argileux a ne pas utiliser risque de retrait ou de gonflement de béton .

V .2.1. 6. Limite d'Atterberg:



Figure V.18 : limite de liquidité

	1 ^e essai	2 ^e essai	3 ^e essai
Nbre de cou	15	17	35
N° de la tare	S1	F1	F2
Poid total humide	31.1	12.9	18.5
Poid total sec	28.9	10.8	16.7
Poid de la tare	23.5	5.8	11.9
Poid de l'eau	2.2	2.1	1.8
Poid du sol sec	5.4	5	4.8
Teneur en eau	41%	42%	38%
W% moy	40%		

TABLEAU V .22: RESULTATS D'ESSAI limite de liquidité

V .2.1. 6. 1.Limite de plasticité :

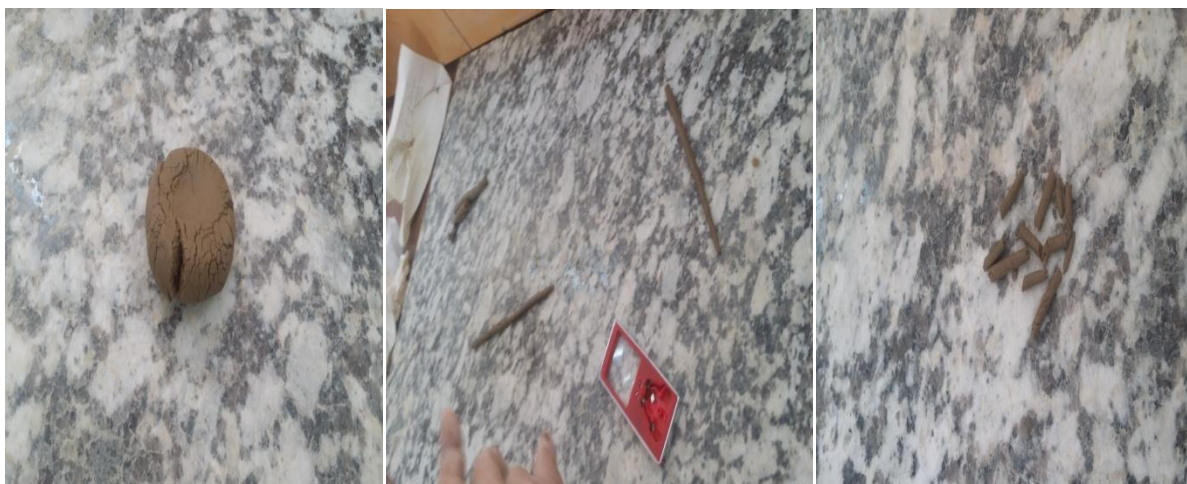


Figure V.19 : Limite de plasticité

	1 ^e essai	2 ^e essai	3 ^e essai
N° de la tare	F	S	M
Poid total humide	25.1	13.6	10.7
Poid total sec	24.6	13.2	10.5
Poid de la tare	22.4	11.7	9.5

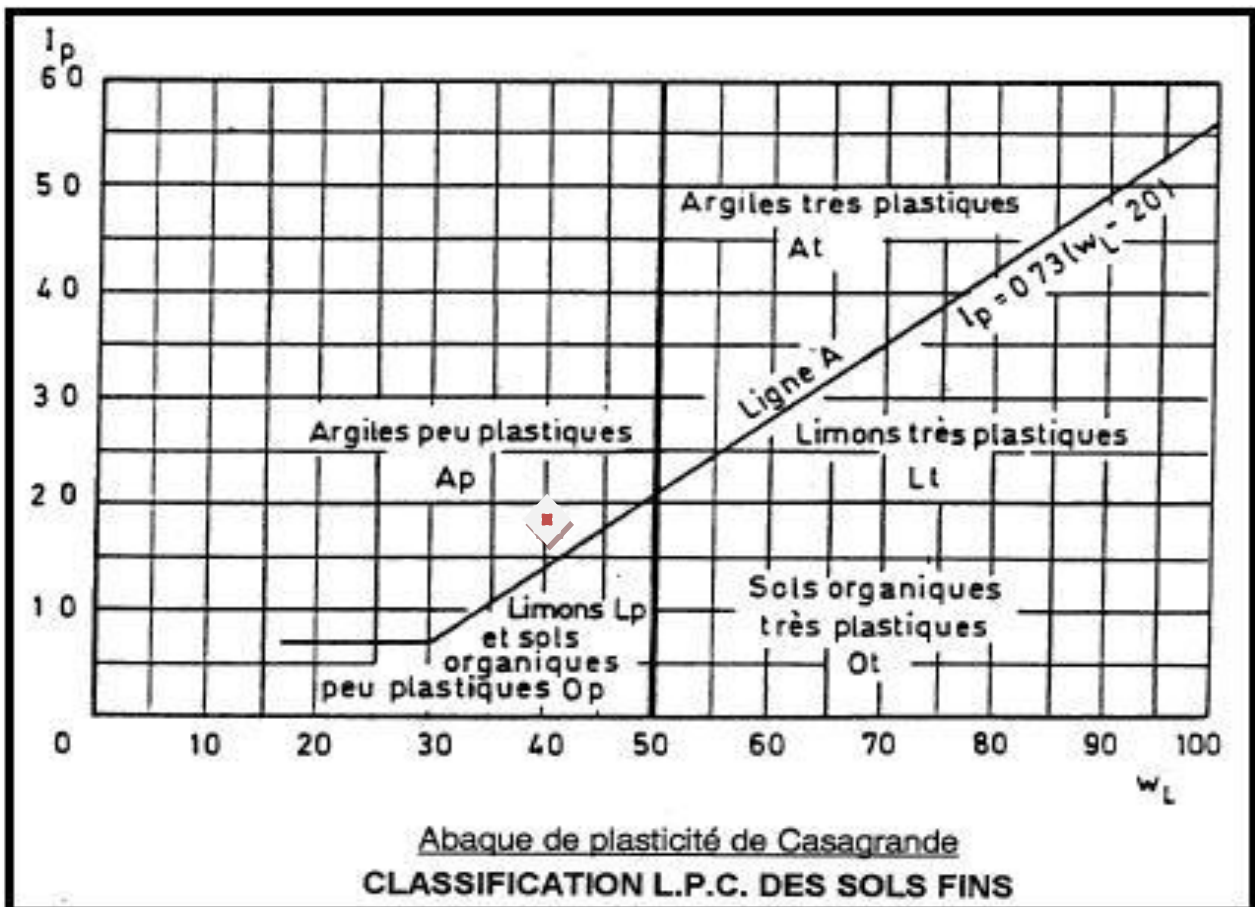
Poid de l'eau	0.5	0.3	0.2
Poid du sol sec	2.2	1.5	1
Teneur en eau	23	20	20

TABLEAU V .23: RESULTATS D'ESSAI Limite de plasticité

D'apres la norme NF P 94-051:

La limite de liquidité Wl	$w_l = 40$	
La limite de plasticité Wp	$w_p = 21$	
Indice de plasticité Ip	$I_p = w_l - w_p = 40 - 21$	$I_p = 19$
Indice de consistance Ic	$I_c = \frac{w_l - w}{I_p} = \frac{40 - 21}{19}$	$I_c = 1.57$
Indice de liquidité II	$II = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{20 - 21}{19}$	$II = -0.57$

➤ D'apres le tableau le sol est un argile limoneuse peu plastique et très consistant.



d'Après l'Abaque de casagrand le sol est : argile peu plastique

V.2.1. 7. PROCTOR NORMAL



Figure V.20. PROCTOR NORMAL

POID D'EAU EN %	10%	15%	20%	25%
Poids total humide{g}	7989	8141	8268	8235
Poids du moule {g}	6373	6373	6373	6373
Poids du sols sec {g}	1614	1765	1891	1857
Volume du moule	974.38	974.38	974.38	974.38
Poids du sols humide {g}	3017	2807	2891	2919
Densite sèche {g.cm ⁻³ }	1.65	1.81	1.94	1.90
Wsat	0.19	0.13	0.10	0.11

TABLEAU V .24: RESULTATS De la densité sèche de l' ESSAI proctor normal

N° DE LA TARE	H1	H2	F1	F2	S1	S2	G1	G2
POID TOTAL HUMIDE {g}	24	33	13	14	17	27	23	31
POID DE LA TARE {g}	13	13	6	6	6	18	6	7
POID D'EAU{g}	1	1	1	1	2	1	3	4
POID DU SOL SEC{g}	23	32	12	13	15	26	20	27
TENEUR EN EAU MOYENNE	8%		16%		18%		21%	

TABLEAU V .25: RESULTATS De la teneur en eau de l' ESSAI proctor normal

V .2.1. 7.1.PROCTOR MODIFIE: NF P 94-093





Figure V.21.proctor modifié

POID D'EAU EN %	5%	10%	15%	20%
Poids total humide	15800			
Poids du moule	10858	10858	10858	10858
Poids du sols sec	4940	7476	5800	5233
Volume du moule	2885	2885	2885	2885
Poids du sols humide	5500	5422	5680	5808
Densite seche	1.72	1.90	2.01	1.81
Wsat	0.16	0.11	0.08	0.13

TABLEAU V .26: RESULTATS De la densité sèche de l' ESSAI proctor modifié

N° DE LA TARE	H1	H2	F1	F2	S1	S2	G1	G2
POID TOTAL HUMIDE	16.9	10	15	10	41	33	43	42
POID DE LA TARE	11.6	6	6	7	22	23	13	18
POID D'EAU	1.9	1	1	1	2	1	5	5
POID DU SOL SEC	15	9	14	9	39	31	38	37

TENEUR EN EAU	55.88%	33.33%	12.5%	50%	11.76%	12.5%	20%	26.31%
TENEUR EN EAU MOYENNE	44.60%		31.25%		12.13%		23.15%	

TABLEAU V .27 : RESULTATS De la densité sèche de l' ESSAI proctor modifié

V .2.1.8. CARBONAT:



Figure V.22. CARBONAT

Le calcul de la teneur en caco3

Masse de l'échantillon = 0.54g

Niveau initil = 0ml

Niveau final = 34.4ml

masse de caco3	volume de co2	
100g	22400ml	$x=(34.4*100)/22400$
X g	34.4 ml	$x=0.15$

masse de caco3	masse d'échantillon	
0.15g	0.54g	$y=(0.15*100)/0.54$
Y g	100g	$y=27.7 =28\%$

D'après la norme **NA 2789** 100g d'échantillon contiennent 28g de caco3 : cet échantillon contient 28% de calcaire

Interpretation :

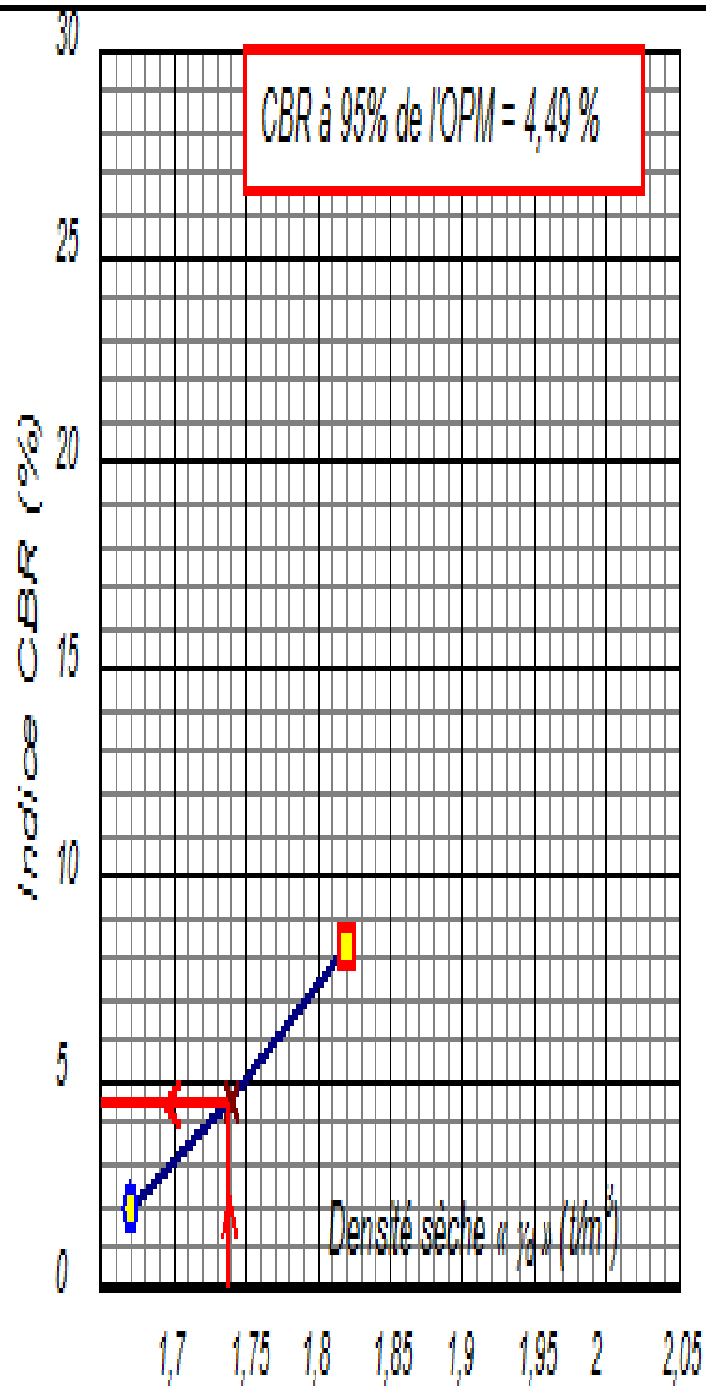
25 à 50 % fortement calcaire

Classification du sol: 10à 30 % argile marneuse

V .2.1.9.Essai CBR :

	10 C/C	25 C/C	56 C/C
W (%)			
Sr (%)			
γ_d (t/m ³)	1,67	1,74	1,82
CBR (%)	1,93	4,54	8,24

- 10 Coups / Couche
- ✕ 25 Coups / Couche
- 56 Coups / Couche



V .2.2. Couche de fondation:

V .2.2.1.Teneur en eau par étuvage :



Balance de précision



Etuve Température 50 °C ou 105 °



Figure V.23 : Teneur en eau par étuvage CF

Teneur en eau w%	
ECHANTILLON	
N° TARE	F
POID HUMIDE TOTALE	1564.1
POID SEC TOTAL	1460.0
POID DE LA TARE	244.8
POID D'EAU	104.1
POID SOL SEC	1215.2
TENEUR EN EAU (%)	8.56

TABLEAU V .28: RESULTATS de la teneur en eau

D'apres la norme :NF P94-050 la teneur en eau est faible donc le sol est légèrement humide.

V.2.2. 2. ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

Granulométrie avant lavage



Figure V.24. Granulométrie avant lavage CF

Pi=12600g

DIAMETRE	POID PARTIELLE	REFUS CUMULLE	RC%	TAMISAT%
100	/	/	/	/
80	/	/	/	/
50	693.5	693.5	6%	94%
31.5	1363.8	2057.3	16%	84%
20	1622.2	3679.5	29%	71%
10	1664.4	5343.9	42%	58%

TABLEAU V.29: RESULTATS de l' ESSAI d'analyse granulometrique avant lavage

- Granulométrie après lavage



Figure V.25. Granulométrie après lavage CF

Pi=1000g

DIAMETRE	POID PARTIELLE	REFUS CUMULLE	RC%	TAMISAT%
5	125.1	125.1	13%	87%
2	105.2	230.3	23%	77%
1	89.7	320	32%	68%
400	158.3	478.3	48%	52%
200	106	584.3	58%	42%
100	73.7	658	66%	34%
80	16.5	674.5	67%	33%

TABLEAU V .30: RESULTATS de l' ESSAI d'analyse granulometrique apres lavage

d'apres la norme NF P94-056 le pourcentage de refus cumuli obtenu à 80 Um est égale à 33% c'est-à- dire le résultat est acceptable .

V .2.2. 3. EQUIVALENT DE SABLE



Figure V.26.Equivalent de sable CF

L'eprouvette	Ech01	Ech02	Ech 03
Mesure h1	20.9	22.1	21.5
Mesure h2	7.4	6.2	6.8
Es	35.41%	28.05%	31.6%
MOYENNE	31.68% =32%		

TABLEAU V .31: RESULTATS de l' ESSAI équivalent de sable

Dans cet essai, on a trouvé ES% moy =32% , donc on peut dire que cet échantillon est moins propre

V .2.2. 3. Carbonate(caco3) :



Figure V.27.Evaluation des cabonate

Masse de l'échantillon = 0,5 g

Niveau initial = 0 ml

Niveau final =101ml

masse de caco3	volume de co2	
100g	22400ml	$x = (101 \cdot 100) / 22400$
X g	101 ml	$x = 0.45$
Masse de caco3	masse d'échantillon	
0.45g	0.50g	$y = (0.45 \cdot 100) / 0.50$
Y g	100g	$y = 90$

100g d'échantillon contiennent 90g de caco3: CET échantillon contient 90% de calcaire

Par l'ancienne méthode:

$$V=101\text{ml} \rightarrow m= 0.47\text{g} \rightarrow \text{CACO}_3 \% = 0.47/0.5 \cdot 100 = 94\%$$

70 à 90% calcaire marneux

V .2.2. 4. Limite d'aterberg:

➤ Limite de léquidité:



Figure V.28. limite de liquidité CF

	1° essai	2° essai	3° essai	4° essai
Nbre de cou	15	18	23	28
N° de la tare	l	c	w	M
Poid total humide	178	128	142	136
Poid total sec	138	101	114	110
Poid de la tare	41	34	41	38
Poid de l'eau	40	27	28	26
Poid du sol sec	97	67	73	72
Teneur en eau	41.24%	40.30%	38.36%	36.11%
W % moy	39%			

TABLEAU V .32: RESULTATS de Limite de léquidité

• Limite de plasticité :



Figure V.29 : Limite de plasticité CF

	1 ^e essai	2 ^e essai
N° de la tare	k	H
Poid total humide	76	71
Poid total sec	69	64
Poid de la tare	41	35
Poid de l'eau	7	7
Poid du sol sec	28	29
Teneur en eau	25	25.93

TABLEAU V .33: RESULTATS de Limite de léquidité

La limite de liquidité Wl

$$w_l = 38$$

La limite de plasticité Wp

$$w_p = 25.46$$

Indice de plasticité Ip

$$I_p = 38 - 25.46 = 13.54$$

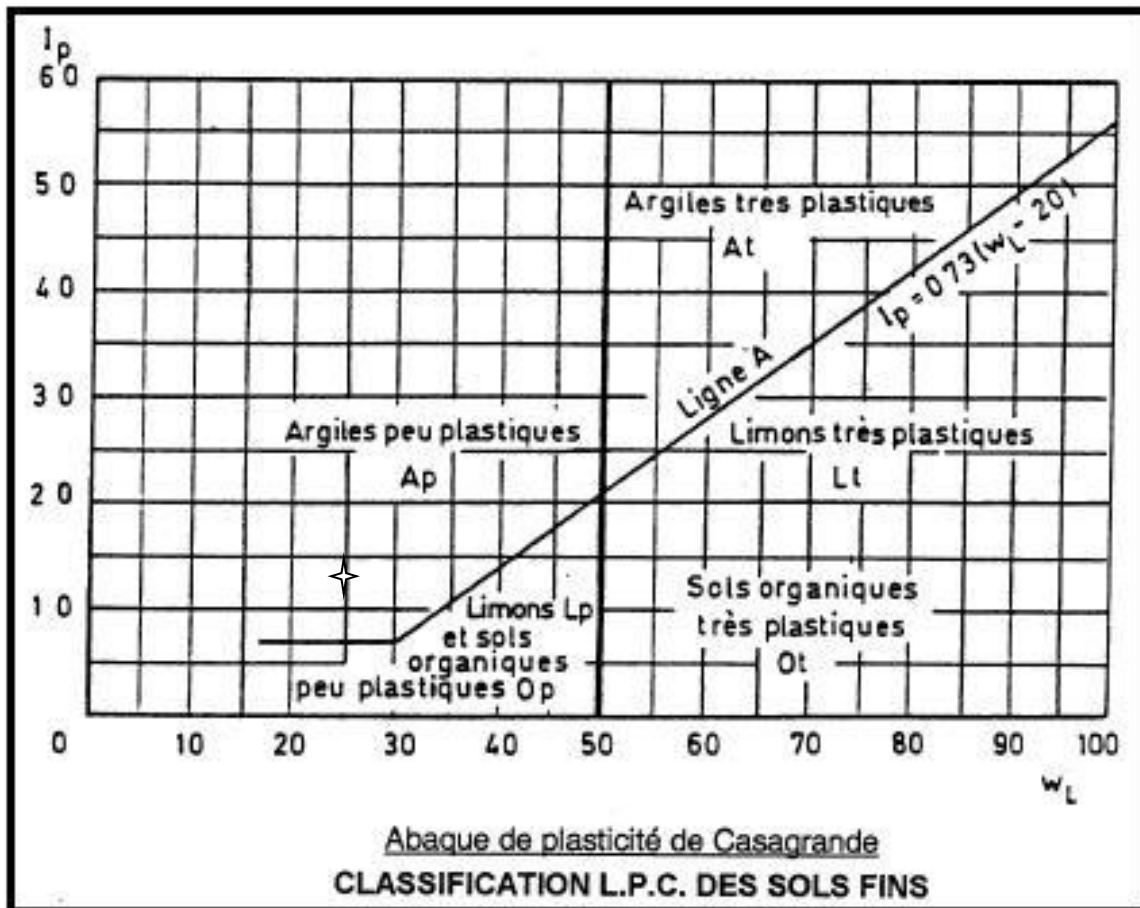
Indice de consistance Ic

$$I_c = \frac{w_l - w_p}{I_p} = \frac{38 - 10}{13.54} \quad I_c = 2.06$$

Indice de liquidité Il

$$I_l = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{10 - 25.46}{13.54} \quad I_l = -1.14$$

Argile sablonneuse moyennement plastique



D'après l'abaque de casagrande le sol : argile peu plastique

V .2.2. 5..Essai proctor :



Figure V.30.essai proctor CF

1^e essai :

Peser l'échantillon=6000g

Peser le moule vide=8925g

Teneur en eau=9%

Nombre de coups =56 c

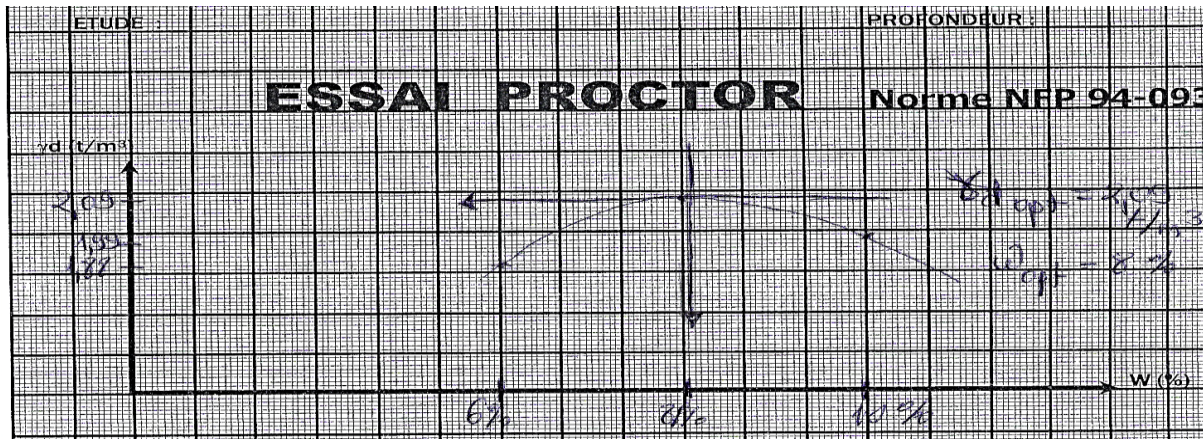
Peser le moule + le matériau =13820g

La densité sèche = 1.92t/m³

2^e essai

Nombre de coups / couche	56/5	56/5	56/5
Teneur en eau	6%	8%	10%
Densité Proctor	1.99	2.09	1.89
Densité opm	$\gamma_d \text{ opm} = 2.09$		

TABLEAU V .34: RESULTATS de la densité opm



Les résultats obtenus sont acceptables selon la norme NF P94-093

V .2.2. 6.Essai CBR :



Figure V.31 : Essai CBR

Peser l'échantillon=4955g

Peser le moule vide=12205g

Teneur en eau=8%

Nombre de coups =56 c

Peser le moule + le matériau =17160g

La densité sèche = 1.96t/m³

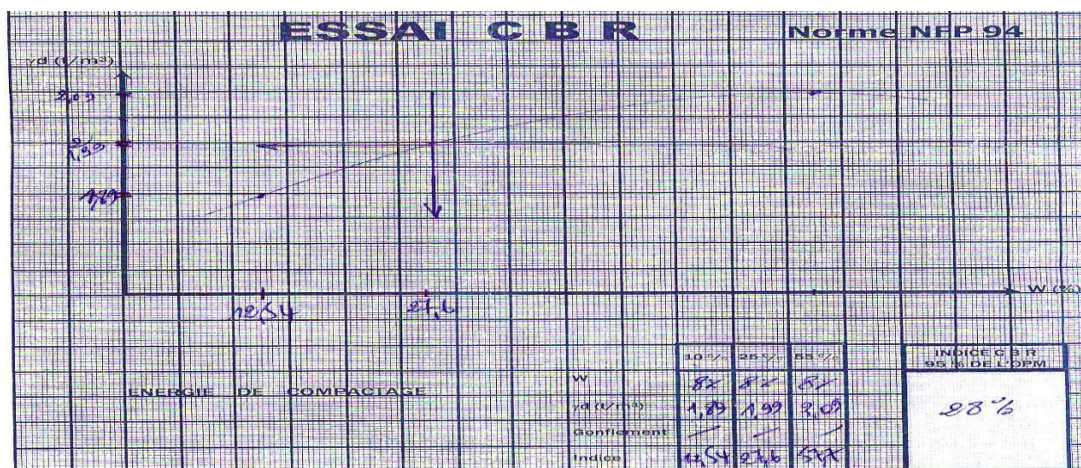
Temps	Enfoncement mm	Force total
30s	0.625	100
1m		150
1.4m	2	225
2m	2.5	250
4m	5	450

TABLEAU V .35: RESULTATS de l'essai CBR

Indice portant à 2.5mm = $p(2.5)/13.35 = 18.73$

Indice portant à 5 mm = $p(5)/19.93 = 22.58$

Densité sèche = 1.96 t/m



V .2.3.Couche de surface:

V .2.3.1.Carrote d'enrobé:



Figure V.32 : 1^{er} essai (carottage)

N° DE CAROTTE	01	02	03	04	05	06
Poids carotte	865.2	678.5	961.5	735	563	654.3

paraffinée gr						
Poids carotte gr	856.8	668.3	949.9	725.7	556.2	647.2
Poids de la paraffine gr	8.4	10.2	11.6	9.3	6.8	7.1
Poids carotte dans l'eau	486.5	351.1	519	408.3	308.1	356.9
Volume brut	378.7	327.4	442.5	326.7	254.9	297.4
Volume paraffine	9.33	11.33	12.88	10.33	7.55	7.88
Volume net	369.3	316.07	429.62	316.37	247.35	289.52
Densité apparente carotte	2.320	2.114	2.211	2.293	2.248	2.235

2eme essai (carottage)

N° DE CAROTTE	01	02	03	04	05
Poids carotte paraffinée gr	1016.3	966.00	1047.9	945.6	673.7
Poids carotte gr	1005.7	949.9	1038.1	935.9	665.1
Poids de la paraffine	10.6	16.1	9.8	9.7	8.6

gr					
Poids carotte dans l'eau	555.8	496.1	586.00	519.2	354.5
Volume brut	460.5	469.9	461.9	426.4	319.2
Volume paraffine	11.77	17.89	10.89	10.78	9.56
Volume net	448.73	452.01	451.01	415.62	309.64
Densité apparente carotte	2.24	2.08	2.30	2.25	2.15

TABLEAU V .36: resultants de carottage

V .2.3.2.Essai extraction à chaud (KUMAGAWA)



Figure V.33 : Essai extraction à chaud (KUMAGAWA)

Désignation du matériau : BB 0/14

Peser M = 354.3g 200D<M<600D

1^e essai :

DIAMETRE	REFUS CUMULLE	RC%	TAMISAT%
25	/	/	/
20	/	/	/
16	/	/	/
14	12.5	3.53%	96%
12.5	12.5	3.53%	96%
10	41.7	11.76%	88%
8	81.9	23.12%	77%
6.3	106.2	29.97%	70%
5	126.3	35.65%	64%
2.5	216.5	61.11%	39%
1.25	271.1	76.52%	23%
0.630	292.1	82.44%	18%
0.315	309.3	87.30%	13%
0.160	325.5	91.87%	8%
0.080	327.7	92.49%	8%

TABLEAU V .37: resultats granulometrie

P1=35g

P2=410.9g

P3=P2-P1 P3=410.9-35 P3=375.9g

P4 =389.3g

P5 =P4-P1 P5 = 389.3-35 P5 =354.3g

P6 =P3-P5 P6 = 375.9-354.3 P6 = 21.6g

La teneur en liant par rapport au granulats $P6/P5*100$ $\partial =6.10\%$

La teneur en liant par rapport à l'enrobé $P6/P3*100$ $\beta =5.75\%$

Cu =23.12 granulometrie tres étalée

Cc =1.90 bien étalée faible porosité

2^E ESSAI :

DIAMETRE	REFUS CUMULLE	RC%	TAMISAT%
20	/	/	/
16	/	/	/
14	/	/	/
12.5	3.4	0.9%	99%
10	23.8	6.37%	94%
8	45.3	12.12%	88%
6.3	76.9	20.57%	79%
5	101.4	27.12%	73%
2.5	207.1	55.39%	45%
1.25	270	72.21%	28%
0.630	297.5	79.57%	20%
0315	317.8	85%	15%
0.160	338.3	90.48%	10%
0.080	340.1	90.96%	9%

TABLEAU V .38: resultats granulometrie carottage 2eme essai

P1 =33.3G

P2 =441.9G

P3 =408.6g

P4 = 407.2g

P5 = 373.9g

P6 = 37.7g

La teneur en liant par rapport au granulats $P6/P5*100$ $\partial =6.10\%$ La teneur en liant par rapport à l'enrobé $P6/P3*100$ $\beta =5.75\%$

Cu =26.25 granulometrie tres étalée

Cc=2.04 bien étalée faible porosité

Chapitre VI : **stabilisation** **des talus**

VI.1. Introduction:

Dans ce chapitre on présente les types de mouvement qui se divisent en deux groupes ; ceux associés aux pentes naturelles et ceux de talus artificiels, Puis on présente les méthodes de calcul de stabilité des pentes, nous terminon par les principes et séquences des opérations de terrassement.

VI.2. Définition d'une pente:

Une pente est l'inclinaison d'un terrain .Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sous sol. La pente peut être une contrainte naturelle pour l'installation humaine: elle peut être le théâtre d'éboulements, d'avalanches ou de glissement de terrains par les principes et séquences des opérations de terrassement

VI.2.1.Pentes naturelles:

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en trois grandes familles

Les glissements qui se caractérisent par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu. La forme des surfaces de rupture observées permet de classer ces glissements en trois catégories : plane, circulaire et quelconque.

- Les écoulements et les coulées boueuses qui se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.
- Les éboulements (par perte de la cohésion, fluage). La majorité du glissement observé se rattache assez correctement à l'une des familles précédentes, la première étant la plus répandue

VI.2.2.Pentes artificiel:

Les pentes artificielles sont essentiellement affectées par des glissements et parfaits par des phénomènes du fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai
- Talus en remblai sur sol non compressible
- Talus en remblai sur sol compressible
- Dignes et barrages en terre

VI .3. Les mouvements des terrains :

Le terme mouvements de terrain regroupe plusieurs types de phénomènes bien différents

- Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs
- Les glissements de terrain

Ces mouvements, plus ou moins rapides, du sol et du sous- sol interviennent sous l'effet de facteurs naturels divers comme de fortes précipitations, une alternance de gel et dégel, des températures très élevées ou sous l'effet d'activités humaines touchant aux terrains comme le déboisement, l'exploitation de matériaux ou les travaux de terrassement.

Si ces mouvements restent ponctuels, ils constituent un risque majeur en raison des conséquences lourdes, matérielles et humaines, qu'ils peuvent entraîner

les mouvements de terrain regroupe plusieurs types de phénomènes très différents les uns des autres par leur nature (glissements, coulées de boues, etc.), leur comportement, ainsi leur conséquence soit les dégâts matérielles ou humaines.

Dans leur principe, ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et la position de la nappe aquifère ou par la modification géométrique provoquée par l'homme. Donc leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

.VI .4. Le choix des méthodes de calcul de la stabilité :

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on distingue :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite (Fellenius, Bishop; Janbu , globales)
- La méthode d'élément finis.
- Les méthodes basées sur des abaques.

VI .4. 1. Méthodes d'équilibres limites:

Les méthodes d'équilibres limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (Fellenius, Bishop...) et les méthodes de stabilité globale dans laquelle on considère de façon globale.

1. Méthode des tranches
2. La méthode de FELLENIUS
3. Méthode globale
4. Méthode de BISHOP
5. La méthode de Janbu

VI.5.2. La méthode d'éléments finis :

La méthode d'élément finis (FEM) trouve son application principale dans les milieu continus .elle a permis de résoudre et d'expliquer plusieurs problèmes relatifs de comportement des talus instables (notamment le phénomène de rupture progressive s'amorçant en pied de talus).la méthode des éléments finis permet de modéliser un système physique faisant intervenir plusieurs variables. Cette méthode peut étudier des milieux à caractéristiques homogènes ou hétérogènes. Elle peut prendre en compte des comportements rhéologique variés : élasticité, plasticité, viscosité...etc.

Les principales utilisations de la méthode d'élément finis pour la conception sont comme suit :

➤ les analyses par éléments finis peuvent fournir des évaluations des déplacements et des pressions d'eau interstitielle de construction .ou quand il ya de souci pour des dommages aux structures adjacents.

➤ Les analyses par l'élément finis fournissent le modèle de déplacement qui peut montrer le potentiel probablement et les mécanismes d'échec complexes .la validité du facteur de sécurité obtenue à partir des analyses d'équilibre limite dépend de la localisation des surfaces de glissement potentielle les plus critiques. Une fois qu'un mécanisme d'échec potentiel se développant par ce mode peut être calculé suivant des procédures conventionnelles d'équilibre limite.

➤ La méthode d'élément finis peut être particulièrement utile quand les matériaux ont des propriétés différentes.

VI.5. Différents logiciels de calcul de stabilité

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres ; à l'image de TALREN 97 qui intègre les conditions hydrauliques et la sollicitation sismiques selon la méthode pseudo-statique. Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes :

- Talren
- Geostudio
- Nixes et Trolls
- Géoslope
- Plaxis

VI.6. Méthodes de confortement:**VI.6.1. Introduction :**

Face à un problème de stabilité, il existe plusieurs solutions pour améliorer la stabilité d'un talus instable, solutions qu'on peut regrouper en quatre familles : celles qui agissent sur les conditions géométriques, sur les conditions hydrauliques, sur les caractéristiques mécaniques et enfin celles qui améliorent les caractéristiques du sol.

VI.6.2. Drainage

L'eau est l'un des facteurs principaux dans le déclenchement des glissements de terrain.

Les pluies d'hiver et la fonte des neiges engendrent d'importants ruissellements et infiltrations ce qui provoque l'altération, l'oxydation, la saturation et la mise en mouvement des terres. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- ✓ Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- ✓ Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures. Une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes:

VI.6.3. Renforcement : Le renforcement par inclusions géosynthétiques est un procédé utilisé pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols.

Lorsqu'il s'agit de constructions de talus, de berges ou de soutènements dont la pente doit être supérieure au talus naturel c'est-à-dire supérieure à l'angle de frottement interne ϕ , l'inclusion de nappes géosynthétiques permet de raidir les pentes pour obtenir l'angle voulu. Le géosynthétique peut également servir d'armatures horizontales.

VI.6.4. Modifications géométriques (terrassment) :**Les murs de soutènement :**

Un soutènement en pied de talus, cette solution nécessite un terrassement à l'amont du mur, peut causer des problèmes de stabilité pendant les travaux.

Il existe plusieurs types de murs de soutènement, classés selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles : (Murs rigides, Murs souples).

VI.7. Présentation du site d'étude

VI.7.1. Contexte géologique général

Le site qui fait l'objet de la présente étude se situe le long de l'Oued Ain Sefra, un cours d'eau, *qui* prend naissance dans la ville de Mostaganem et se *jette* dans la Méditerranée, à proximité du port, après avoir parcouru la région qui se situe entre les cités de Tigdit (rive droite) et de Tobana (rive gauche). (Figure VI.2)



Figure VI 7.1 : Vue panoramique de la partie aval de l'Oued Ain Sefra



Figure VI.7.2 .: Vue panoramique de la partie amont (par rapport au projet) de l'Oued Ain Sefra



Figure VI 7.3: Extrait de la carte topographique de Mostaganem (NI-31-XIX- 11 Ouest) à l'échelle 1/25000



Figure VI 7.4: Image satellitaire « Google earth » présente la position de la région d'étude par rapport à la ville de Mostaganem

Sur le plan géomorphologique, le site de l'Oued Ain Sefra est délimité par deux talus de hauteur variable (de quelques mètres à environ 30 m), à composition lithologique, spatio-temporellement, hétérogène.

Les formations lithologiques qui dominent les talus de l'oued sont des dépôts arénacés beige à jaunâtre (grès et sables) reposant sur un substratum marneux de couleur verte foncée. En amont (par rapport à la zone du projet) de l'oued, on note que le talus de la rive gauche est formé essentiellement de roches calcaires biogéniques de type travertin.

Les formations détritiques et marneuses sont attribuées stratigraphiquement au Pliocène-Quaternaire (P et Q selon la carte géologique de Mostaganem, feuille n° 21 à l'échelle 1/200.000ème). Les édifices travertineux sont attribués à l'Holocène. L'ensemble s'achève par un niveau gréseux, massif ou sablonneux, à horizons sombres (matière organique) et par une terre végétale de faible épaisseur. Il est à noter la présence d'une

formation anthropique (remblais) par endroits. Ces remblais sont plaqués contre les talus ou au fond de l'oued (Figure VI.6)

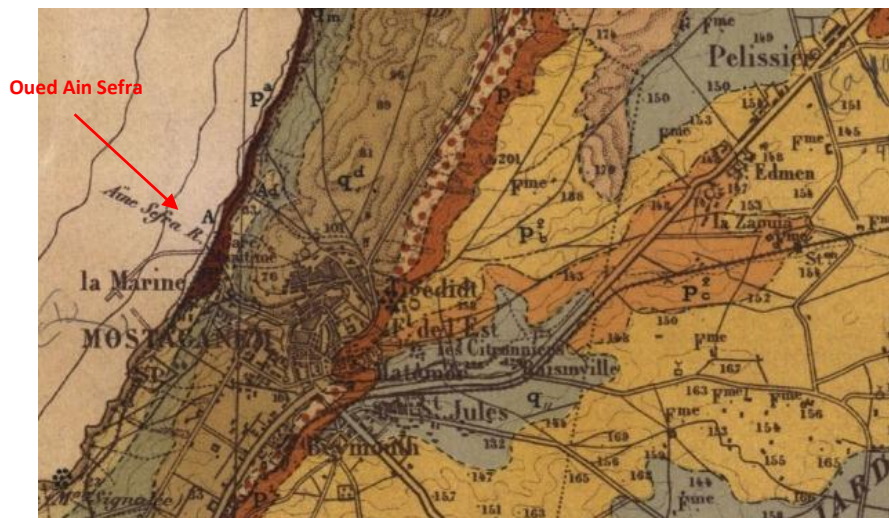


Figure VI 7.5 : Extrait d la carte géologique de Bosquet-Mostaganem (102-128) à l'échelle 1/200000, montre la position de la région d'étude

VI.8. 2. Description des talus:

- **Ouvrage. 1:**

Talus. 1 (voir position sur les figures précédentes)

La coupe géologique du talus montre une importante masse sableuse beige à jaunâtre intercalée de quelques passées de grès massif. Au pied du talus, les sables deviennent de plus en plus chargés de marnes, puis une marne sableuse verdâtre qui repose sur une épaisse formation de marne verte. L'ensemble est coiffé par une terre végétale de faible épaisseur (Figure VI.7) .[17]

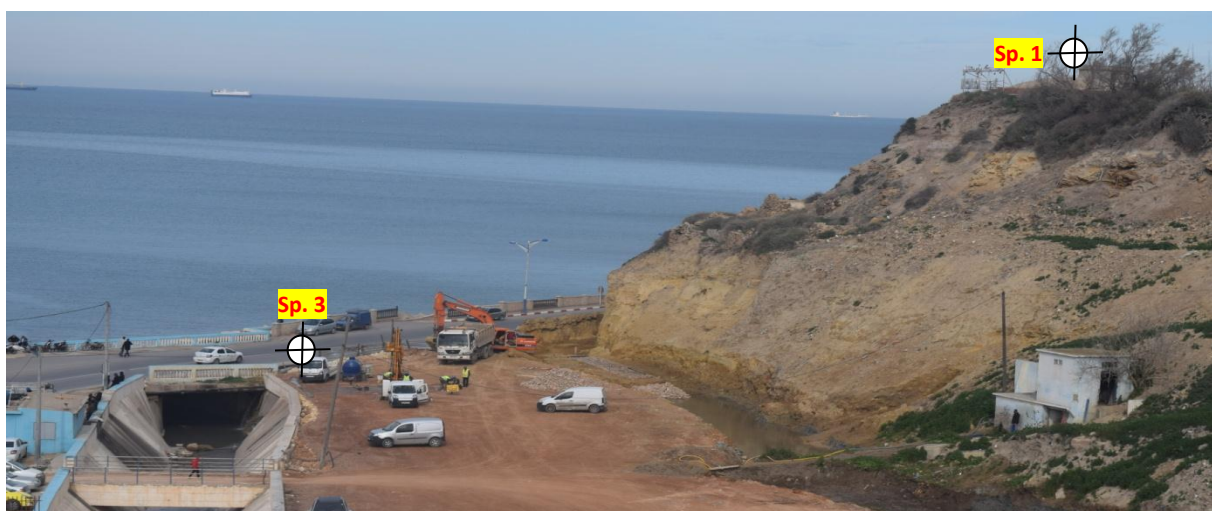
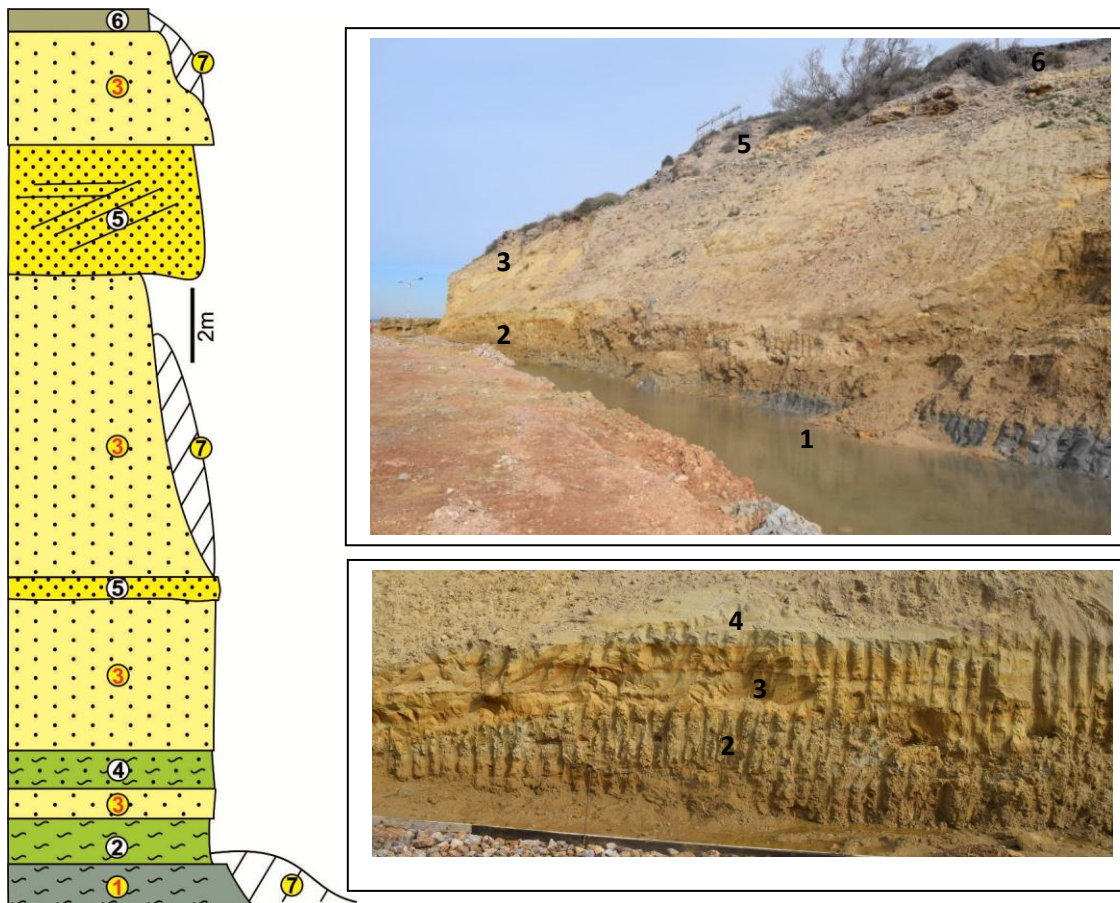


Figure VI.7: Vue panoramique présentant noté dans le présent contexte « talus n°. 1 ». Notons la position des sondages pressiométriques.

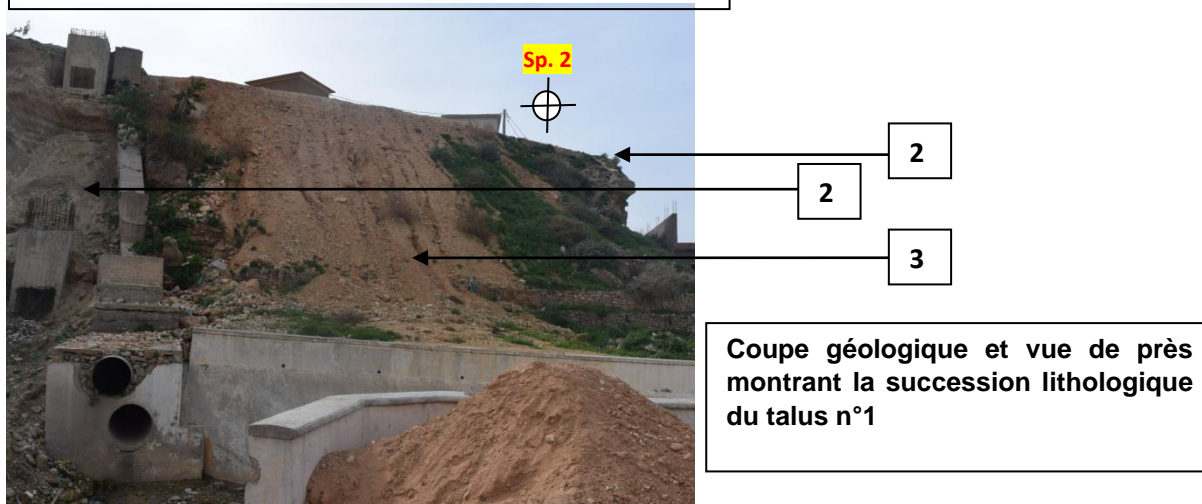
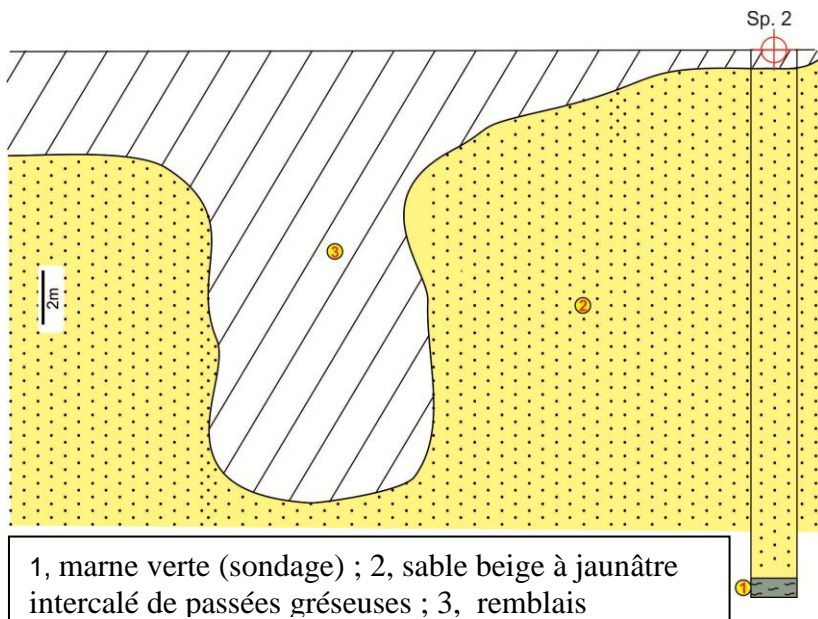


1, marne verte; 2, marne verdâtre; 3, sable jaunâtre; 4, marne verdâtre sableuse; 5, grès jaunâtre; 6, Terre végétale; 7, Remblai.

Figure VI.8 : Coupe géologique et vue de près montrant la succession lithologique du talus n°1

Talus. 2 (voir position sur les figures précédentes)

Les données géologiques du site et du sondage préssiométrique réalisé au niveau du talus montrent qu'il s'agit d'une formation sableuse beige à jaunâtre admettant des intercalations gréseuses minces. Cette masse détritique repose sur une couche de marne verte, elle s'achève par une couche de remblais d'épaisseur variable.



• **Ouvrage. 2**

La visite géologique du site réservé à l'ouvrage n° 2, montre qu'il s'agit de talus de talus gréseux recouverts par endroits par des remblais meubles. Le contact entre les niveaux durs (grès massif) avec les niveaux moins durs sous-jacents (gréseux sablonneux ou sables) est marqué par la création des cavités d'ampleur métrique. Les remblais montrent un risque de glissement, ils sont affectés de fissures d'ouverture centimétrique.



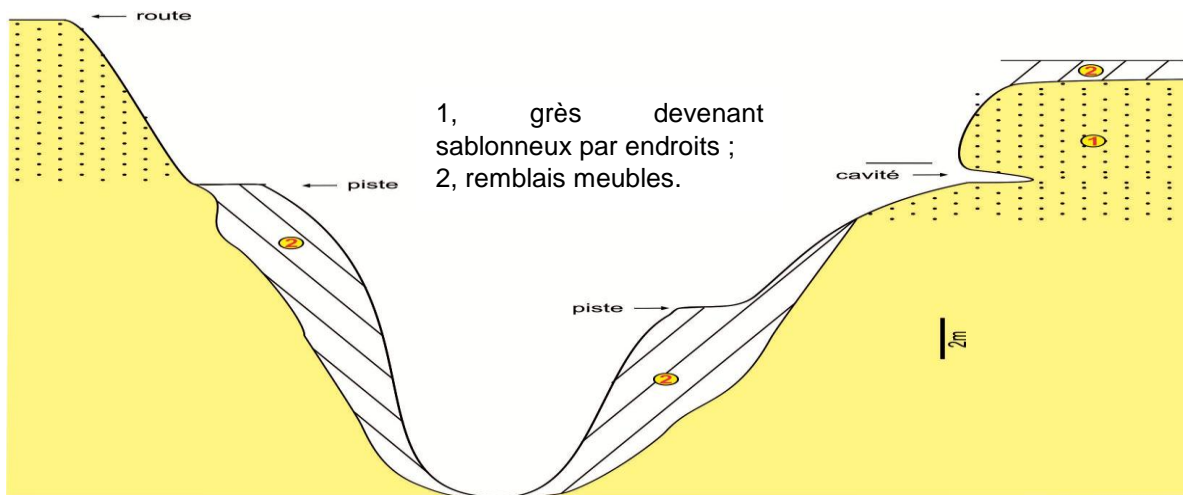


Figure VI.9 : Coupe géologique et vue de près montrant la succession lithologique au sein de l'ouvrage n°2.



A: vue de détail montre la présence d'une cavité sous les grès massifs

B: vue de détail présentant la fissuration des remblais.

- **Ouvrage n° 3**

L'ouvrage n° 3 relie deux talus ; le talus qui borde la rive droite de l'Oued Ain Sefra est composé de grès à stratifications horizontales ou obliques; le talus formant la rive gauche de l'oued est représenté par des travertins (au sommet) qui passent en profondeur à des grès puis à des marnes vertes. Les grès sont fracturés,

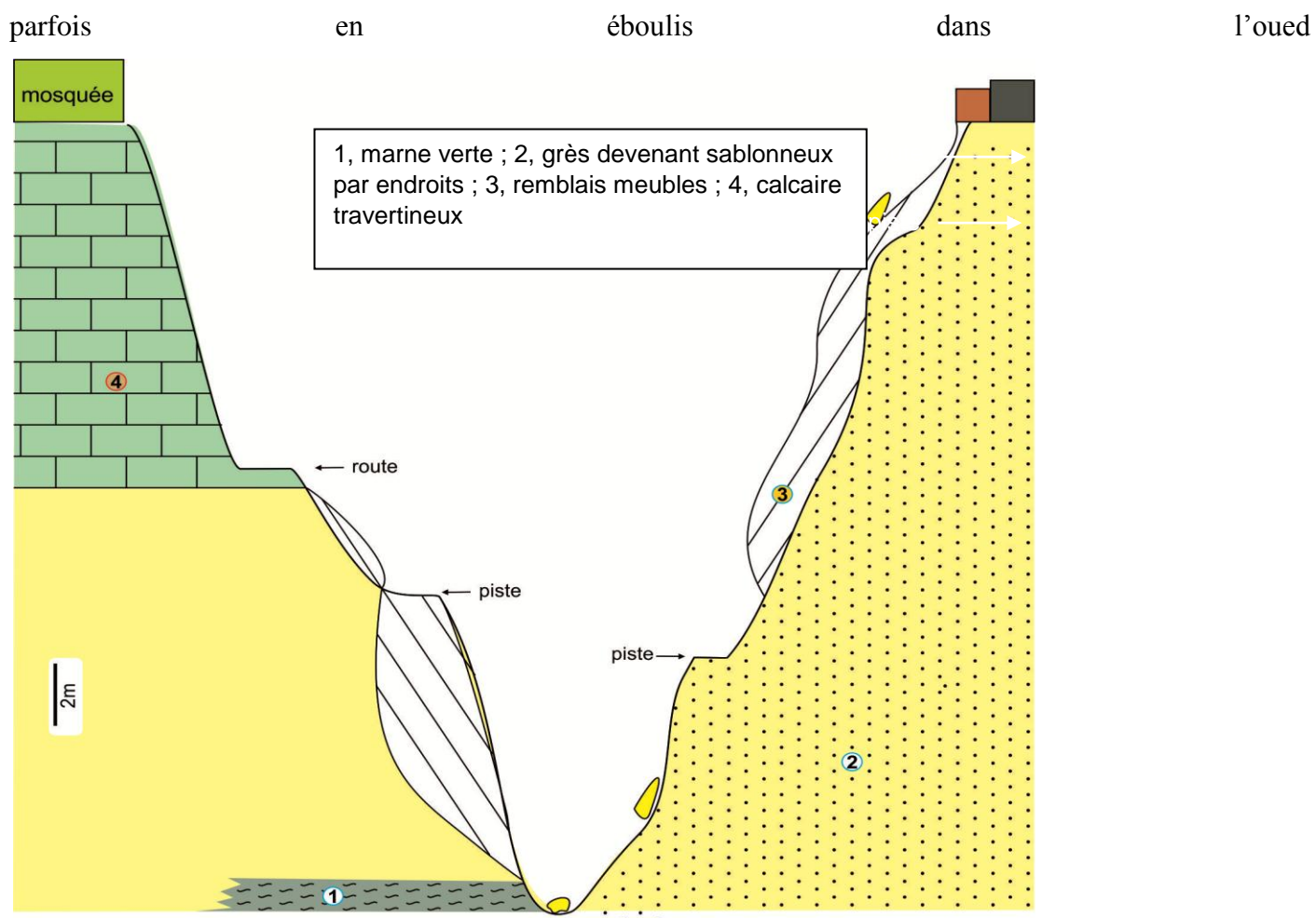


Figure VI.10 : Coupe géologique et vue de près montrant la succession lithologique au sein de l'ouvrage n°3.



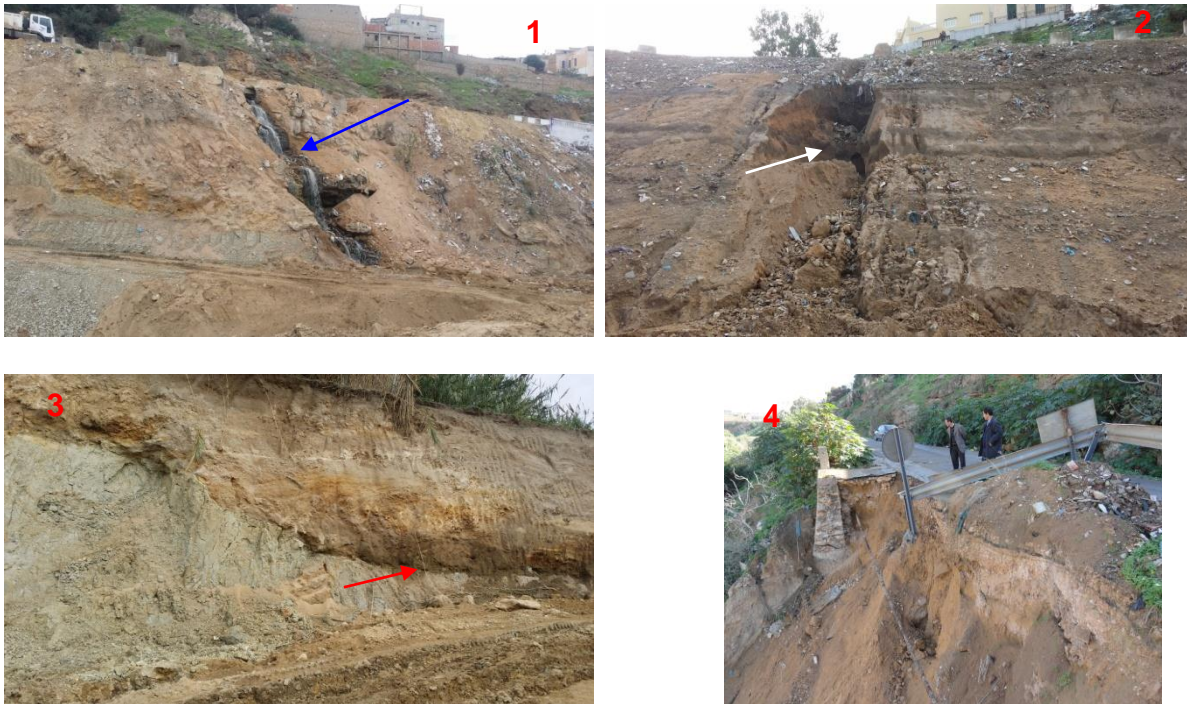
Risques:

L'analyse du site a permis aussi de distinguer des chutes de blocs gréseux et des écroulements de sables. Ces deux phénomènes correspondent aux processus de dégradation, dont l'origine est dépend d'un certain nombre de facteurs, et plus particulièrement de la morphologie (talus subvertical), de la structure géologique (remblais, faciès marneux et sableux), de l'altération et à la fissuration des grès soumis également à l'influence des conditions climatiques (pluviométrie) ou d'origine anthropique (caniveaux obstrué au niveau de la route reliant la RN 11 au cartier des plateaux, fuites d'eau un peu partout, circulation des eaux usée à l'aire libre, etc.). Les caractéristiques spécifiques de ce type de versants pouvant engendrer des mouvements de chute de blocs ou d'effondrements.

Les niveaux gréseux sablonneux attaqués par l'érosion (éolienne et aquatique) engendrent des cavités au-dessous des niveaux gréseux durs (voir photo). Ces derniers constituent un risque d'éboulement : la présence de vides et l'effet du poids des bancs gréseux. Les bancs gréseux présentent également des microcavités liées aux phénomènes de dissolution (matrice carbonatée) et de lessivage (grains de sable). Les formations meubles sont subies aux phénomènes d'altération et d'érosion aquatique, vu la circulation aléatoire des eaux (sans canalisation) usées et pluviales (voir photos), ce qui engendre des risques de glissement et d'éboulement.



Ecroulement de sable au niveau du talus n°. 1



Présentations photographiques de certains aspects d'instabilité au niveau de la région d'étude.

- 1- circulation des eaux usée en surface, sans canalisation ;
- 2- création d'une tranchée dans les remblais, sous l'effet de la circulation des eaux (usées et pluviales) ;
- 3- circulation des eaux au niveau du contact marne verdâtre (couche meuble)-grès massif (couche dure) ;
- 4- vue panoramique de l'effondrement qui s'est produit en 2011 au niveau du chemin communal (sur le bord de l'Oued Ain Sefra) reliant le quartier des plateaux de la ville de Mostaganem à la RN11.

VI.9. La terre armée:

VI.9.1. Généralités:

La terre armée consiste à renforcer un sol granulaire par des armatures linéaires généralement métalliques, flexibles, quasi-inextensibles et de grande résistance à la traction.

Le transfert des efforts entre ces deux constituants se fait par le biais du frottement mobilisé. Le matériau Terre Armée est né de l'association de deux éléments ayant des caractéristiques mécaniques différentes : d'une part, les inclusions travaillant en traction et, d'autre part, le sol pulvérulent qui ne résiste pas à la traction. L'interaction entre les deux constituants du sol renforcé est un phénomène complexe qui dépend de plusieurs paramètres et notamment de la nature du sol (en particulier, l'angle de frottement interne et la dilatance), des caractéristiques mécaniques des inclusions (rigidité et résistance à la traction), de leur densité dans le massif et enfin des sollicitations appliquées. Le comportement du matériau Terre Armée dépend de l'histoire du chargement et du mode de construction. Les conditions de mise en place du sol et des armatures et le compactage ont un effet significatif sur l'état initial des contraintes.

Les problèmes rencontrés dans les ouvrages en Terre Armée sont :

- ✓ les problèmes de stabilité d'ensemble
- ✓ les problèmes de stabilité interne
- ✓ les problèmes de drainage

Ainsi les différents modes de rupture observés, sur modèles réduits ou sur ouvrages en vraie grandeur, sont de trois types

- ✓ Rupture dans laquelle l'interface ne se déforme pas. Il s'agit alors d'un grand glissement englobant le mur ou d'un poinçonnement du sol de fondation. Chapitre Approche probabiliste et renforcement des sols
- ✓ Rupture dans laquelle il y a décohesion de la masse armée par glissement des armatures. Il s'agit d'une rupture par défaut d'adhérence.
- ✓ Rupture dans laquelle il y a décohesion de la masse armée par rupture des armatures. Lorsque ces dernières ne sont pas sollicitées de la même manière, il y a propagation de la rupture à partir du point de la première cassure.

VI.9.2. Avantages :

- Force, flexibilité et résilience
- Longévité prévisible et rentabilité

- Adaptabilité à un large éventail d'environnements
- Adaptabilité aux exigences esthétiques

VI.9.3.Principe de la terre armée :

Pour rappel, nous donnons en photo le concept de base du matériau de la terre armée . Ce matériau résulte de l'association de deux composants de modules d'élasticité différent (le sol et les armatures). Une contrainte ou pression appliquée à la masse provoque une déformation du sol. L'effort de tension ainsi subi sera alors transmis du sol aux armatures de renforcement.(Photo VI. 11)



Photo VI. 11 : Terre armée

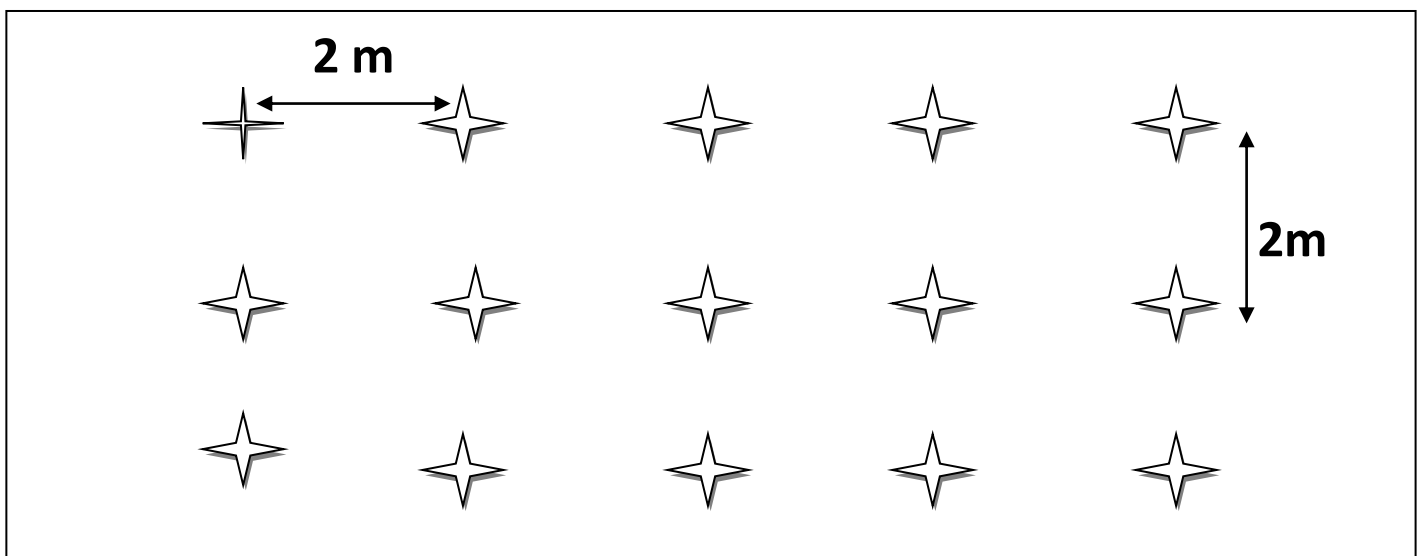


Figure VI .12 : croquis d'ancrage

La longueur d'ancrage 6m pour 28 tonne

VI.9.3.1 Tirants d'ancrage :

Les tirants d'ancrage sont utilisés pour des efforts de traction. Ils transmettent les forces d'une structure (mur, fondation,...) au terrain dans lequel ils sont scellés. Ils sont généralement précontraints (figure VI. 13).

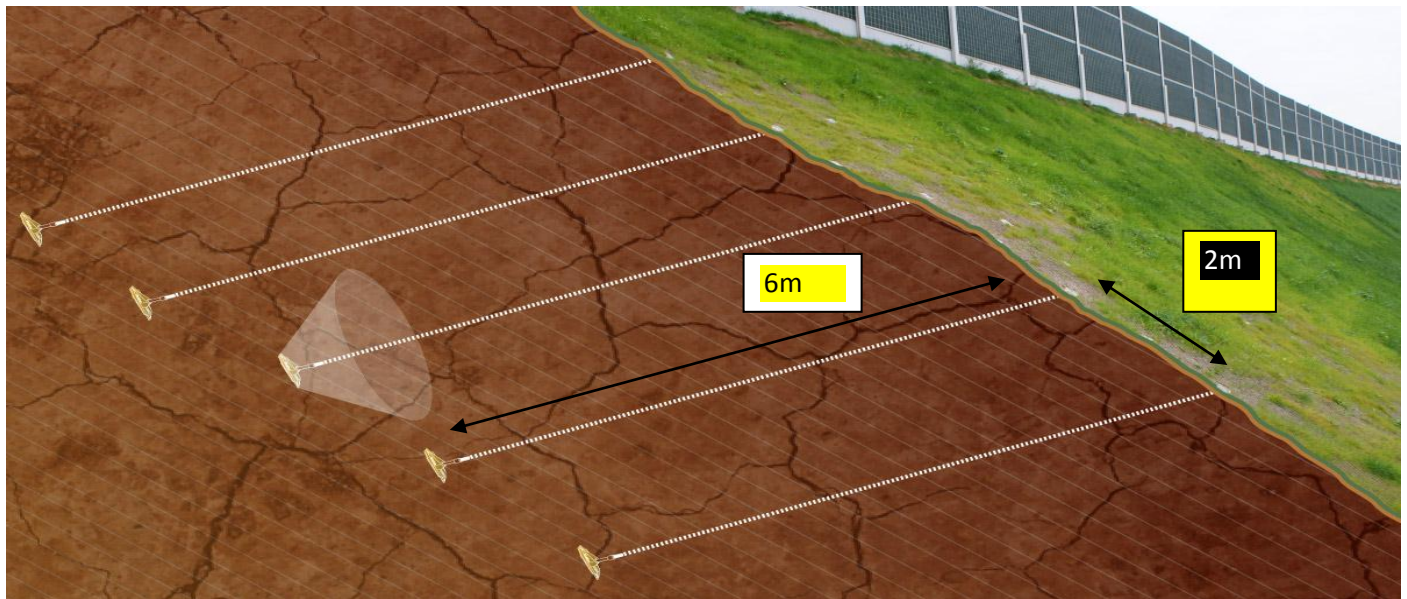


Figure VI. 13 : installation des tirants d'ancrage

VI.9.4. Domaines d'utilisation:

Les ancrages sont utilisés dans tous les domaines de la construction.

Excavation: Confortement de talus Barrages Murs de quais Souterrains Ancrages de structures Fondations Charges de soulèvement hydrostatiques Introduction L'ancrage assure la stabilité du sol et autorise la réalisation de fouilles profondes et larges. Il est souvent temporaire, car la stabilité du terrain est assurée à long terme par le bâtiment construit dans la fouille (parkings, sous-sols,...)

Confortement de talus: L'installation d'ancrages inclinés évite les glissements de terrain et améliore la résistance du sol.

Barrages: Les ancrages verticaux, généralement précontraints, améliorent la résistance au basculement des barrages et limitent les infiltrations d'eau au droit du contact avec la roche.

Murs de quais: Les tirants portuaires assurent la stabilité d'un mur de quai en reportant les efforts sur un rideau arrière. Ce principe est également appliqué à des remblais soutenus par des murs préfabriqués (rampes d'accès,...)

Souterrains: Les techniques d'ancrage consolident le soutènement des galeries par équilibrage des forces du terrain. On retrouve ce type d'utilisation dans les mines et les tunnels.

Ancrages de structures: Les ancrages verticaux assurent une liaison efficace de la fondation avec le terrain, et limitent les effets de fatigue lorsqu'ils sont précontraints. Ces ancrages sont applicables aux pylônes, antennes de télécommunication, éoliennes

Fondations: Les ancrages permettent la réalisation de constructions sur des terrains ayant de faibles capacités portantes, ou instables. Les descentes de charge de la construction sont transmises aux zones stables en profondeur.

Charges de soulèvement hydrostatiques: Des ancrages, protégés contre la corrosion, sont employés pour maintenir en place des structures soumises à de fortes sous-pression d'eau et autorisent ainsi la construction d'ouvrages dans les zones humides, en compensant la poussée d'Archimède.

VI.9.5. Technique de la terre armée :

La technique du béton projeté consiste en couvrir avec du béton (ciment, eau et arides de jusqu'à 8mm) la superficie d'un talus, projetant le mélange pneumatiquement à travers d'un tuyau et un embout. Normalement on projette plusieurs couches sur le talus avec une épaisseur de 5 à 8cm.



Figure VI.14 : béton projeté

Le béton projeté peut être renforcé avec la fixation d'une maille métallique au terrain sur laquelle on projette le mélange. Pour faciliter le drainage on fera des perforations qui traversent la couche de béton projeté.



Figure VI.15 : boulons

Les boulons : Les boulons sont de barres d'acier qui s'introduisent, et qui peuvent être considérés comme ancrages de faible capacité. Les longueurs de ceux-ci se trouvent souvent entre 3 et 8m et son diamètre varie de 25 à 40mm. On les met dans des perforations faites dans la roche et remplies avec du ciment ou de la résine.

Maille de torsion : Cette maille s'utilise principalement sur des superficies de talus altérées avec le risque de chutes de blocs de taille centimétrique ou décimétrique .



Figure VI.16 : maille de torsion

Ancrages : les ancrages sont des éléments formés par des câbles ou barres d'acier qui s'ancrent aux zones stables du massif, travaillent à traction et proportionnent une force contraire au mouvement et une augmentation des tensions normales sur la surface de rupture.

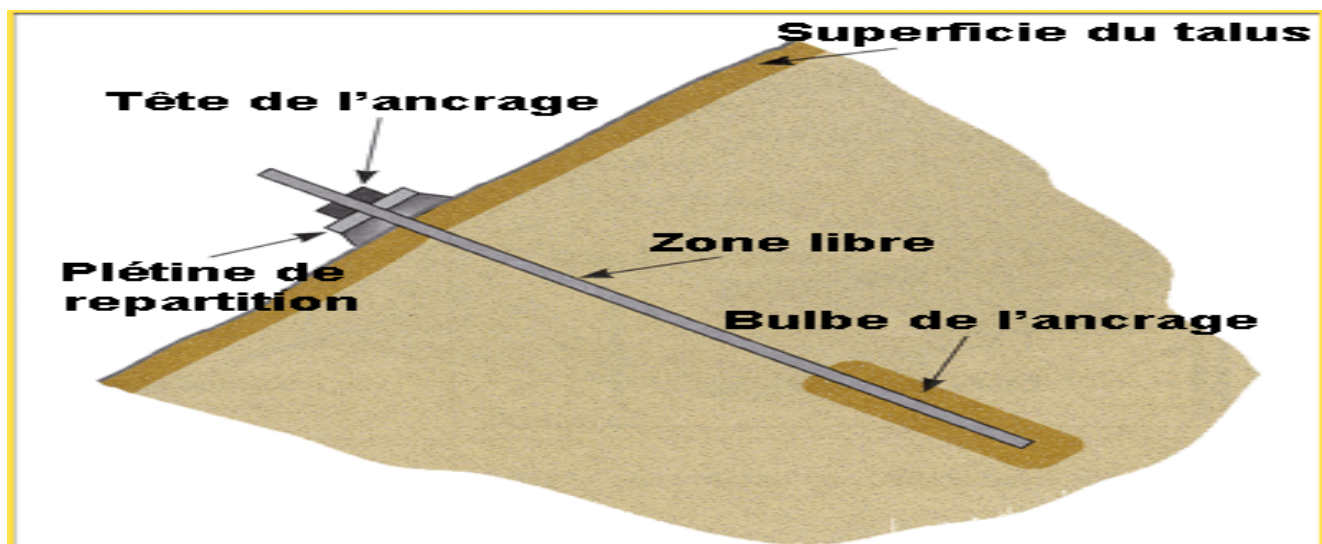


Figure VI.17 : ancrage

D'après sa forme de travail, les ancrages se classifient en passifs (l'ancrage commence à travailler au moment où le bloc ou le terrain bouge), actifs (l'ancrage se met en tension pendant sa construction jusqu'à la tension admissible) et mixtes (l'ancrage est mis en tension avec une charge inférieure à sa tension admissible). Ses longueurs peuvent osciller entre les dizaines de mètres, en moyenne entre 15 et 40mts.



Les ancrages s'utilisent souvent dans des talus rocheux fracturés comme mesure très effective pour stabiliser les masses ou les blocs qui bougent. Les têtes des ancrages peuvent s'unir superficiellement avec les bigues en béton, de façon à ce qu'ils travaillent uniformément sur le talus.



Figure VI .18 : Photo présente talus à l'état initial naturel



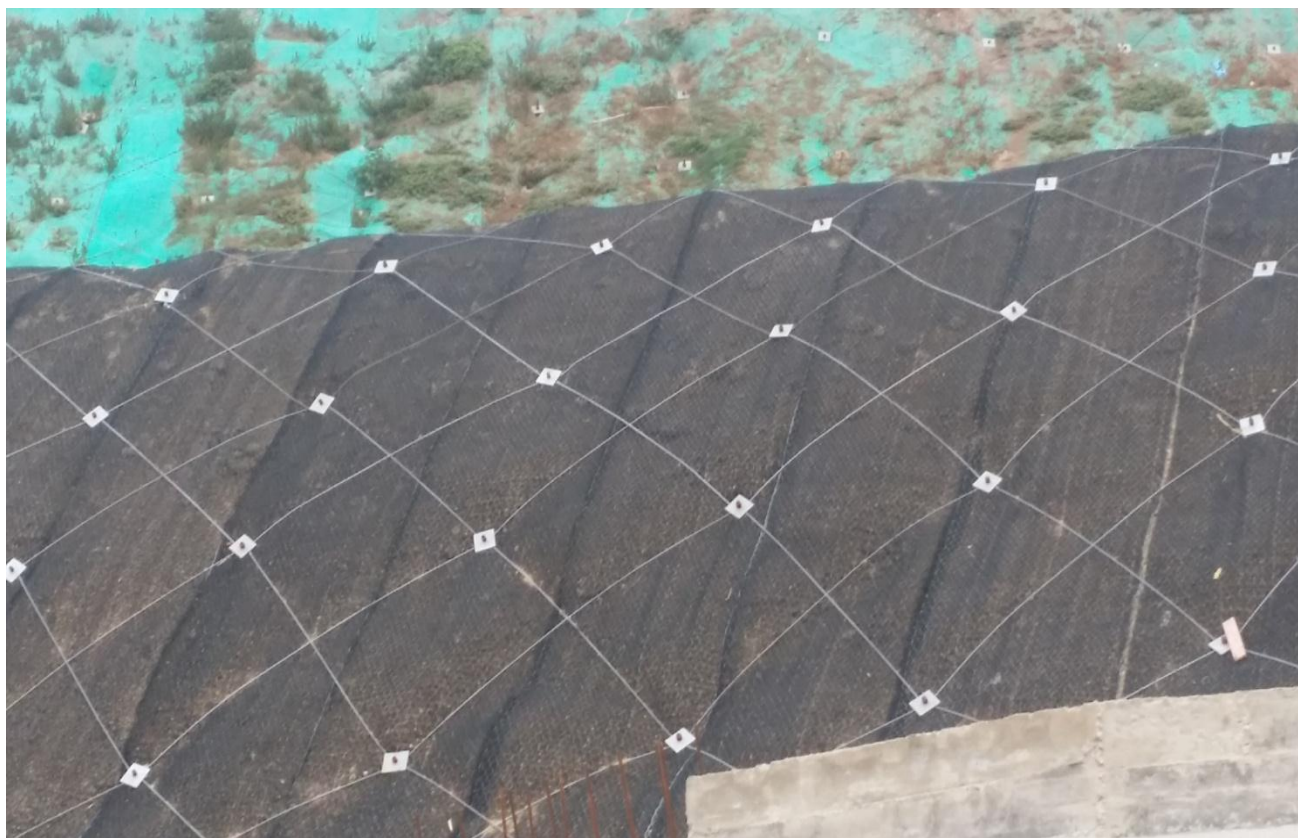


Photo VI.19 : présente après traitement avec la terre armée



Photo VI.20 : présente talus après traitement avec la terre armée

VI.10. Calcul de stabilité des talus:

VI.10.1. Introduction:

Le calcul de la stabilité des talus est basé sur les caractéristiques géotechniques du terrain (cohésion C , angle de frottement φ ...etc.) et la géométrie du versant instable. Toutes ses méthodes permettent de chiffrer la valeur de F_s correspondent à la rupture observée. De nos jours, les logiciels informatiques facilitent la prise en compte de plusieurs paramètres. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement des sols. Dans ce chapitre ; le logiciel de calcul Géo-Slope, développé par Géo-slope international, est utilisé pour effectuer les calculs de stabilité du talus, en introduisant la géométrie réelle du terrain ainsi que les paramètres des sols rencontrés.

VI.10.2. Analyse de la stabilité des talus:

Analyse de rupture par un calcul manuel Le calcul manuel de la stabilité d'un talus se fait par corrélation ou en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable tout en observant de façon critique la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus. Ceci conduit à étudier bien peu de surfaces, on commence par une analyse manuel de trois possibilités de terrassement et de remblaiement et on calcule leurs coefficient de sécurité

a- Calcul de coefficient de sécurité théorique:

- Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est un indicateur de la stabilité des mécaniques d'un versant, défini comme le facteur par lequel les paramètres des résistances au cisaillement peuvent être déduits afin d'amener la pente d'un état d'équilibre limite.

$$F_s = \frac{\Sigma \text{forces de résistances}}{\Sigma \text{forces actives}}$$

ainsi que le coefficient de sécurité :

$$F = T_{max} / T$$

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N + U) \tan \varphi'$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifié :

- pour un matériau purement frottant :
 - En absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

Lorsque la nappe affleure en surface (hw=h) :

$$F = \left(1 - \frac{w}{\gamma}\right) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

- pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{cu}{\gamma}$$

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité, on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau ci dessus :

Soit un talus, ayant pour caractéristiques :

-Poids humide : γ_h .

-La cohésion C.

-L'angle de frottement : ϕ .

Le poids W_i de chaque tranche se calcule indépendamment $W_i = S_i \gamma_h \cdot l_m$

Tel que S_i est la surface latérale de chaque tranche.

La valeur de coefficient sécurité a pour formule :

$$F_s = \frac{\sum (c_i \cdot l_i + w_i \cos \alpha_i \tan \phi_i)}{\sum w_i \sin \alpha_i} \quad \text{Avec :}$$

$$L_n = \frac{bn}{\cos \alpha_n}$$

C : la cohésion de la tranche

l : la longueur de la tranche

Facteur de sécurité	Etat de l'ouvrage
$F_s < 1$	instable
$F_s = 1$	Stabilité limite
$F_s \in] 1 ; 1,25[$	Sécurité contestable
$F_s \in] 1,25 ; 1,4[$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais contre c'est sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert
$F_s > 1,4$	Sécurité satisfaisante

Tableau VI .10.2. : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de Sécurité (NF

b- Détermination du coefficient de sécurité par le Logiciel PLAXIS

la reconnaissance in situ du sol a été sur la base de :

sondage présométrique noté SP1réalisé sur les rives d’oued de 11.50m de profondeur avec prélèvement d’échantillon remanié pour fin d’essais au laboratoire

les paramètres qu’on a pris sont obtenus au laboratoire :

nous vous proposons les caractéristiques intrinsèque suivantes, correspondant à des sols secs et sans surcharge:

Désignation de la formation	Densité γ_d (t/m ³)	Angle de frottement interne ϕ (°)	Cohésion C_u (bar)
Sable beige à jaunâtre	1.80	40 à 45	0.05

On a calculer le coefficient de sécurité à l’aide du calcul numérique (logiciel de conception géotechnique PLAXIS 2D v8.2) Nous allons montrer la methode étape par étape comme suit :

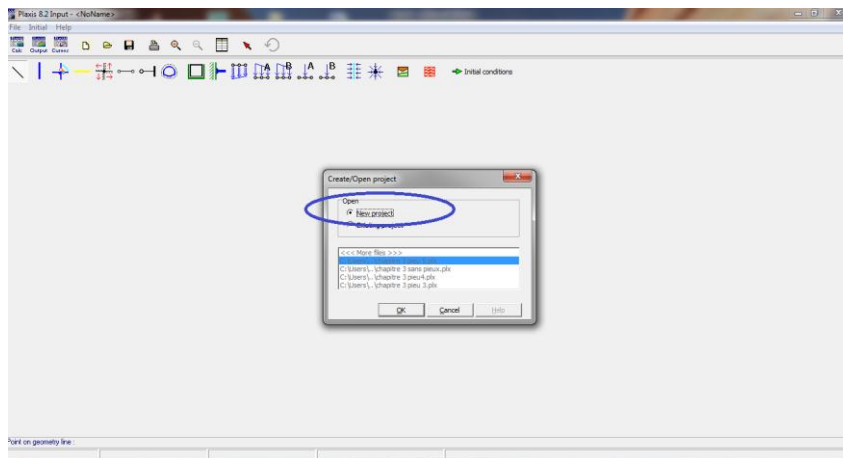


Figure VI.21 : Ouvrir un nouveau espace de travail PLAXIS pour la modélisation d’un nouveau sol

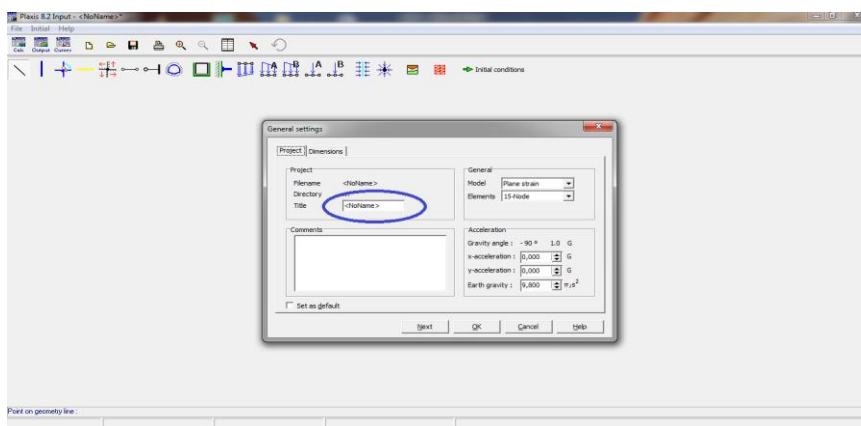


Figure VI.22 : Choisir un nom du projet.

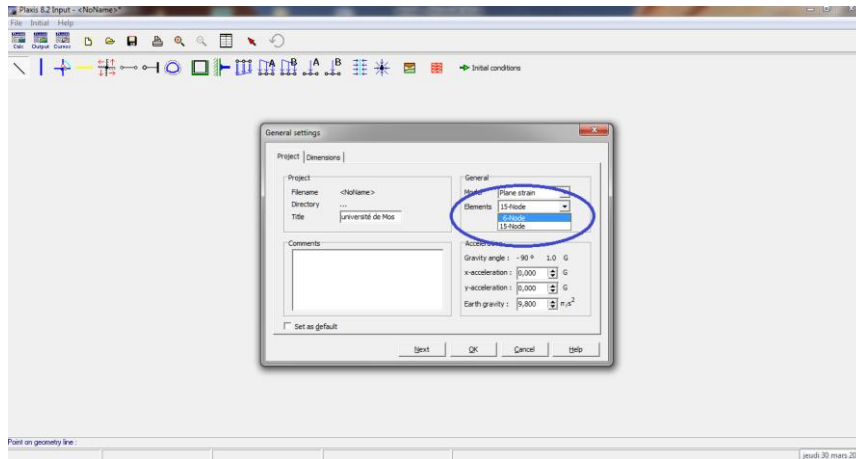


Figure VI.23 : : En logiciel PLAXIS 2D il ya deux types de calcul qu'on va le choisir dans cette étape est de 06 nœud ou 15 nœuds.

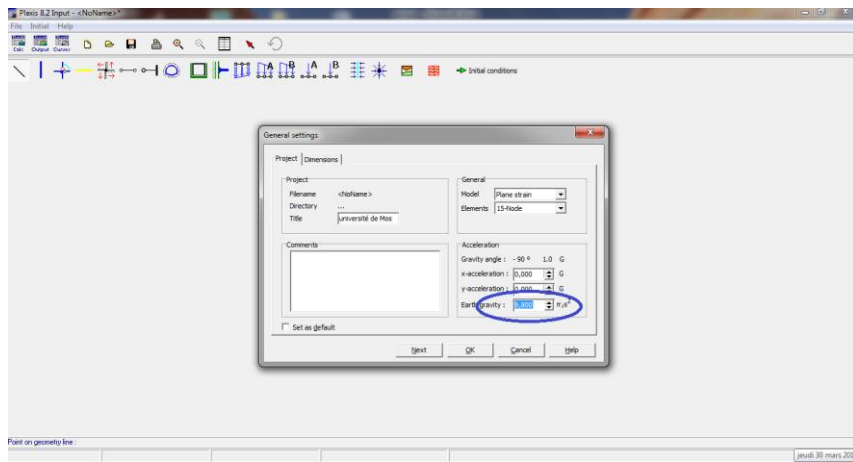


Figure VI.24 : La valeur de la pesanteur.

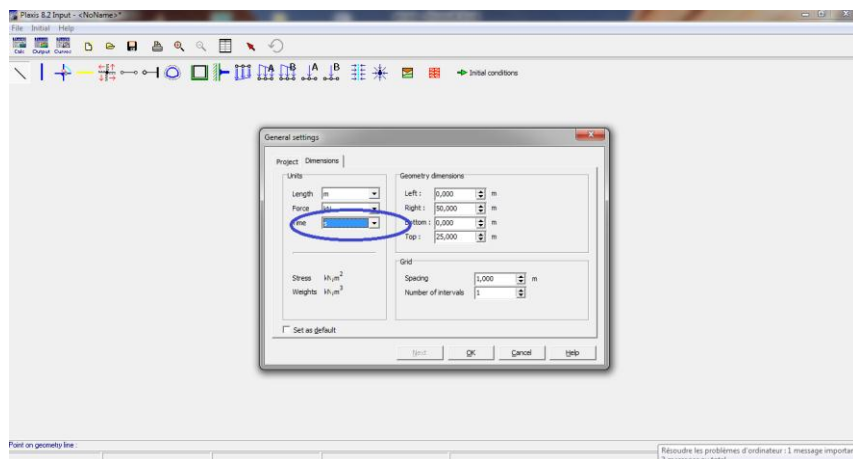


Figure VI.25 : Modifier l'unité de temps de comportement.

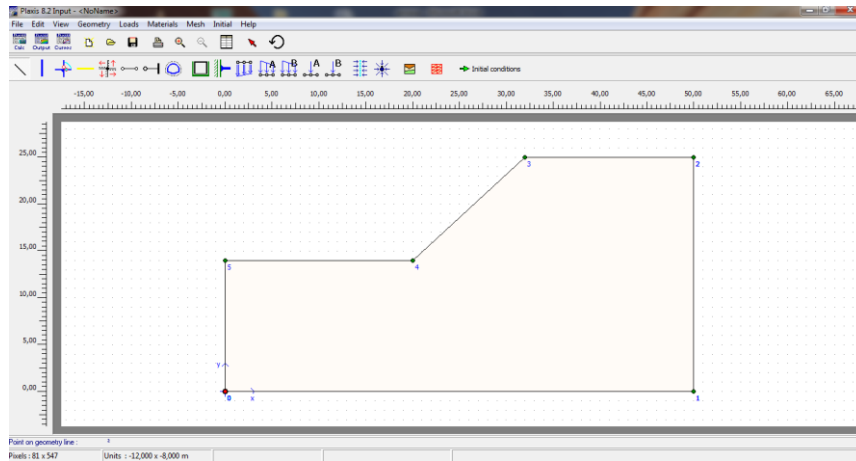


Figure. VI.26 : Les model de sol ou de talus a étudier.

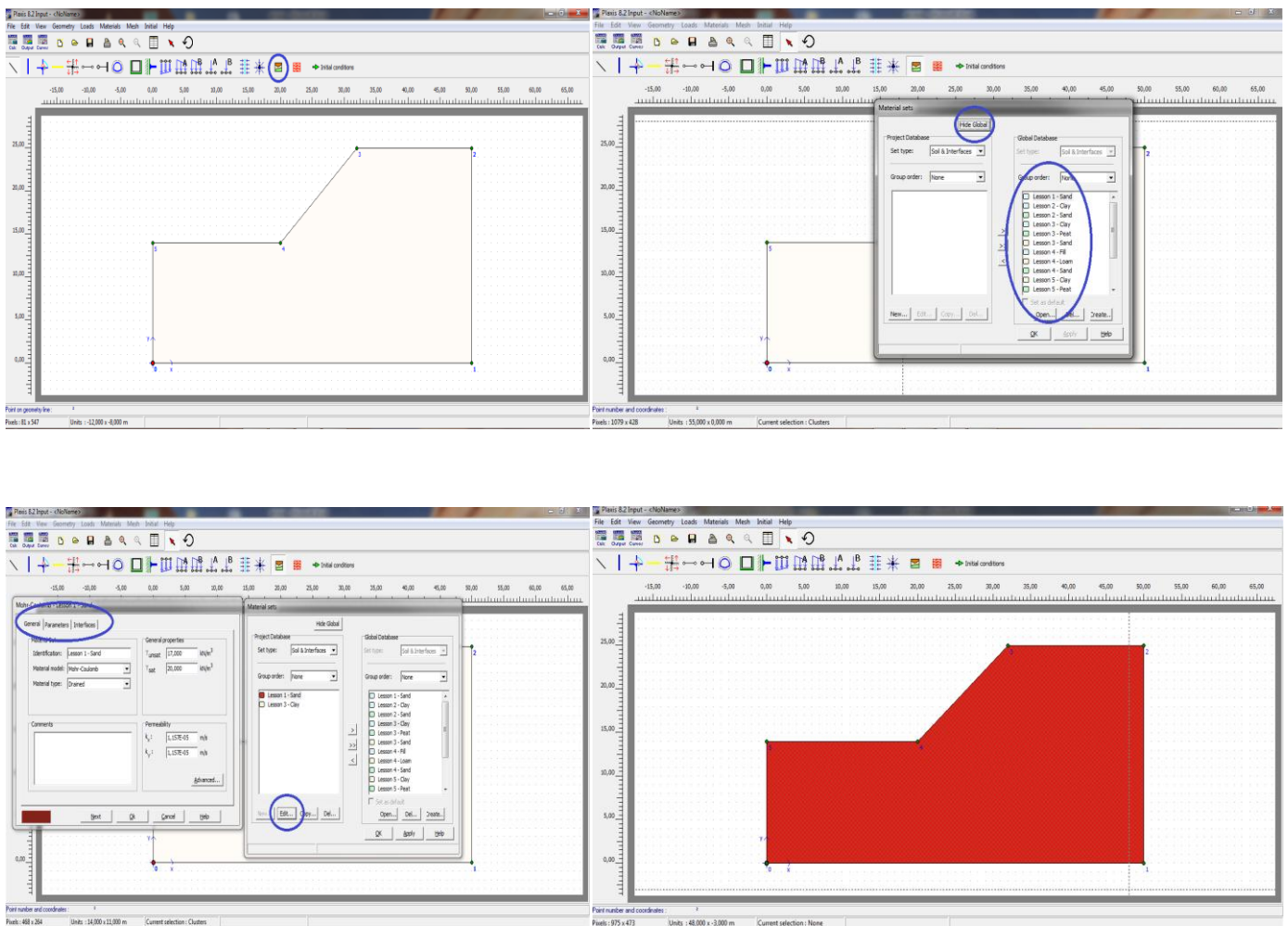


Figure VI.27 : Caractéristiques des matériaux constituant le sol à modéliser.

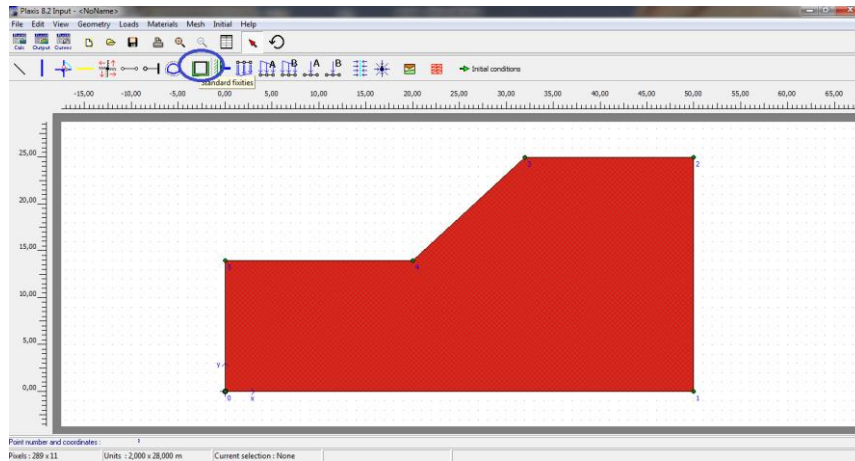


Figure VI.28 : Fixation de sol ou ancrage afin de le considérer en logiciel comme matériaux continu.

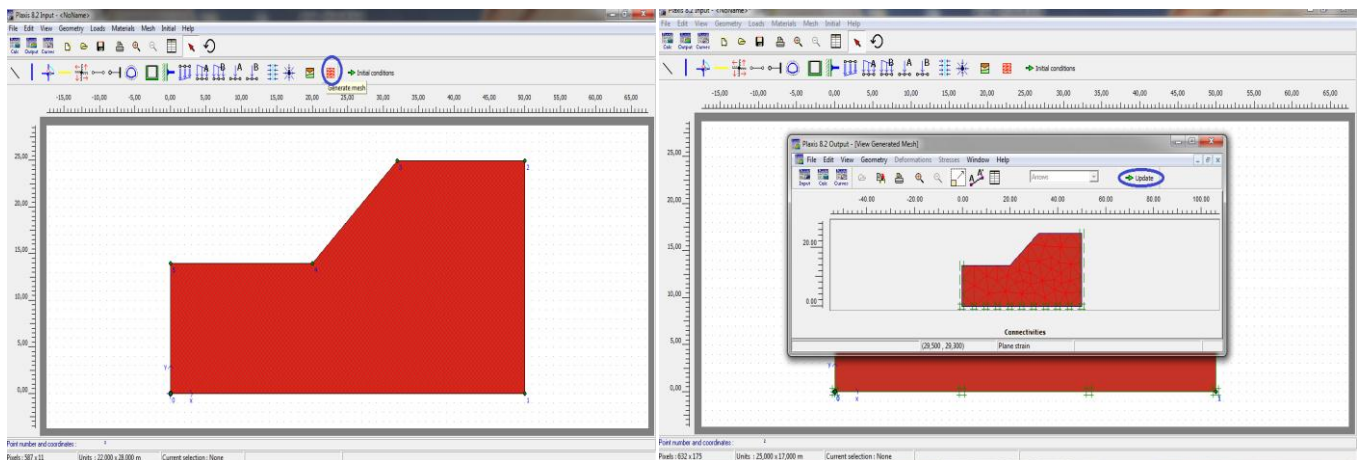
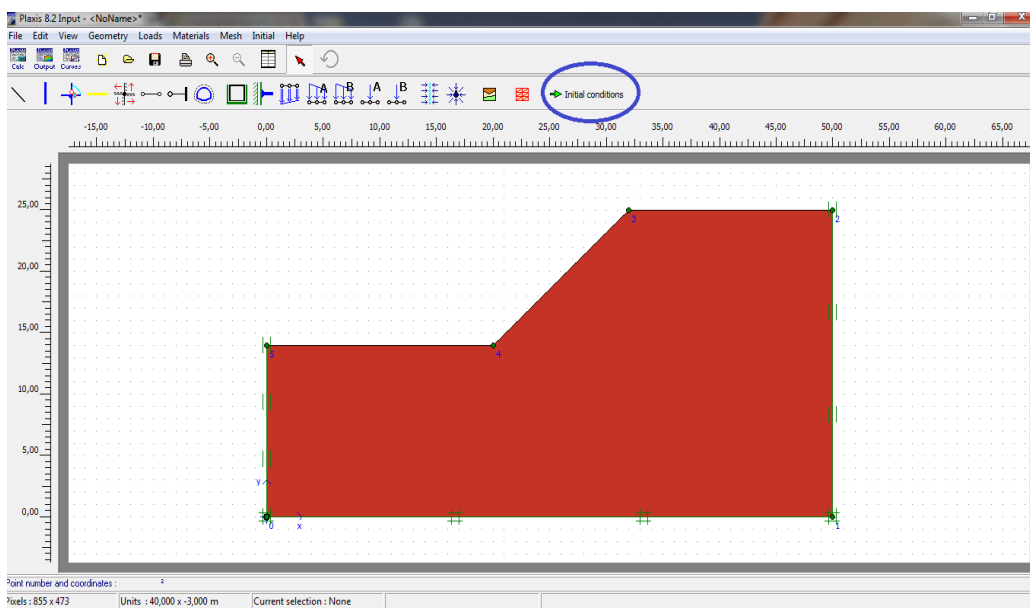
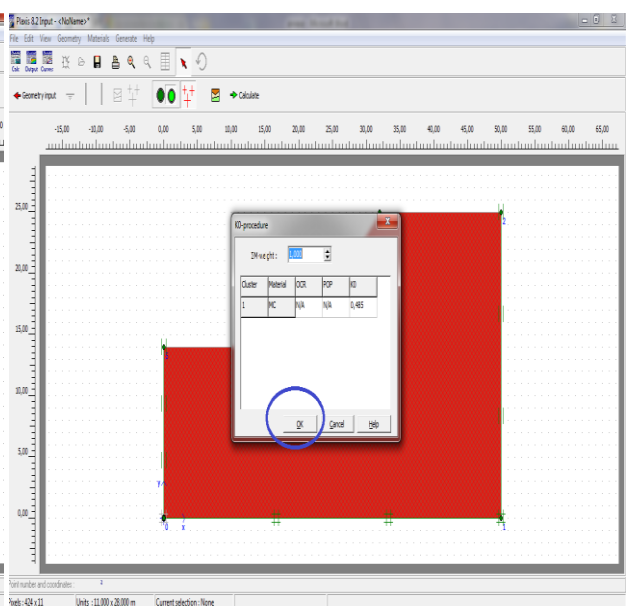
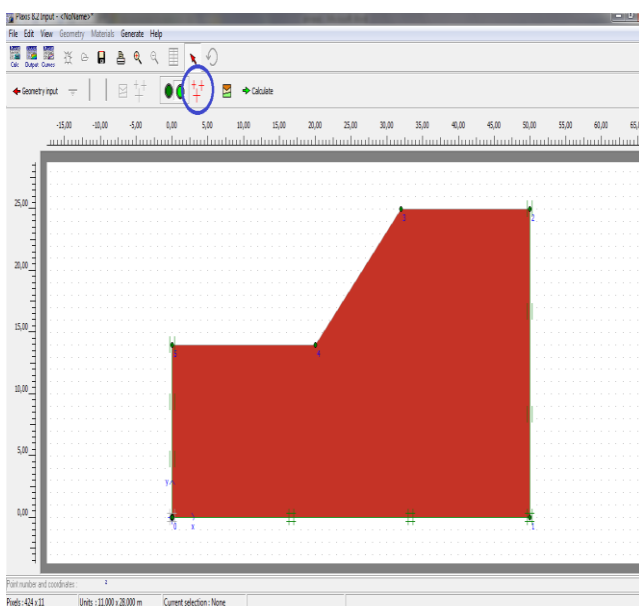
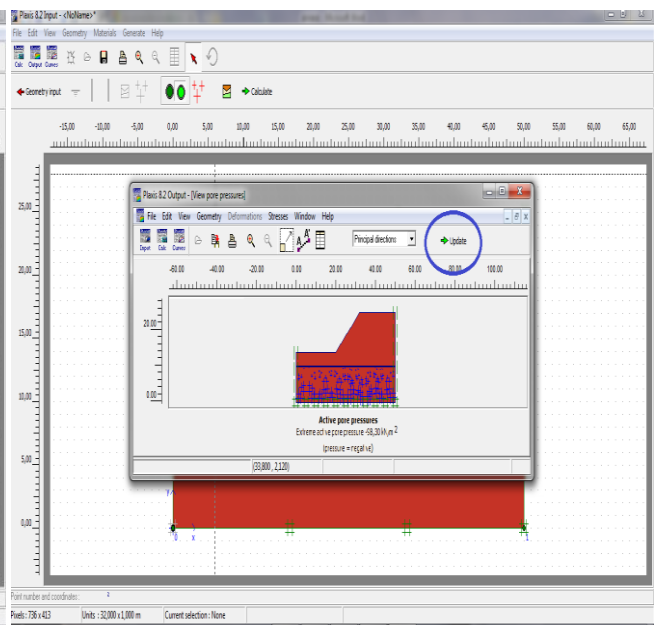
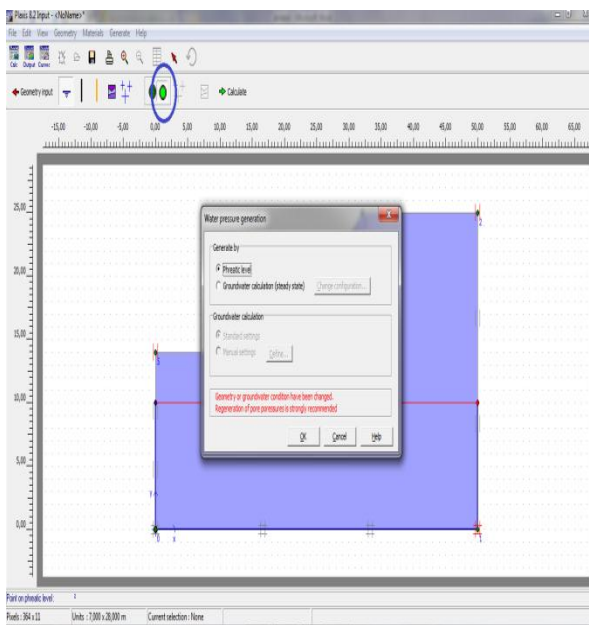
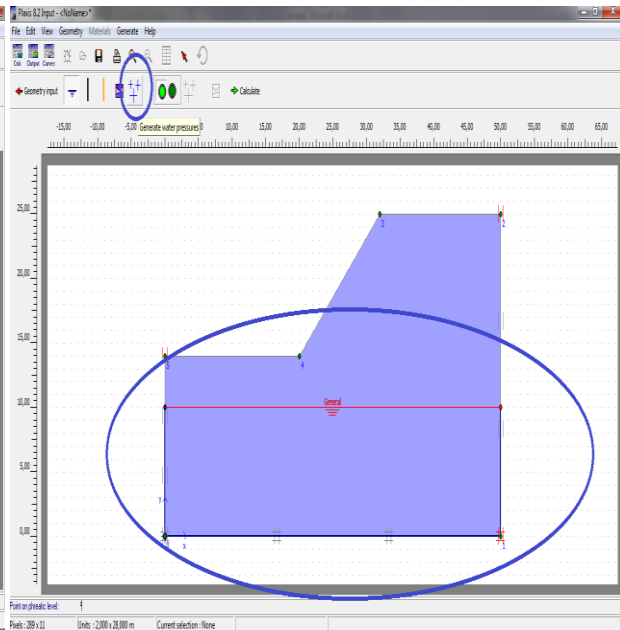
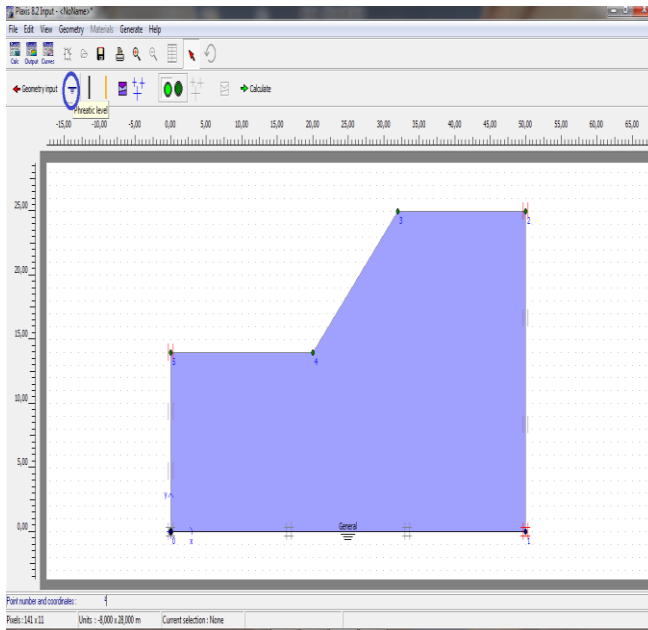


Figure VI.29 : Triangulation





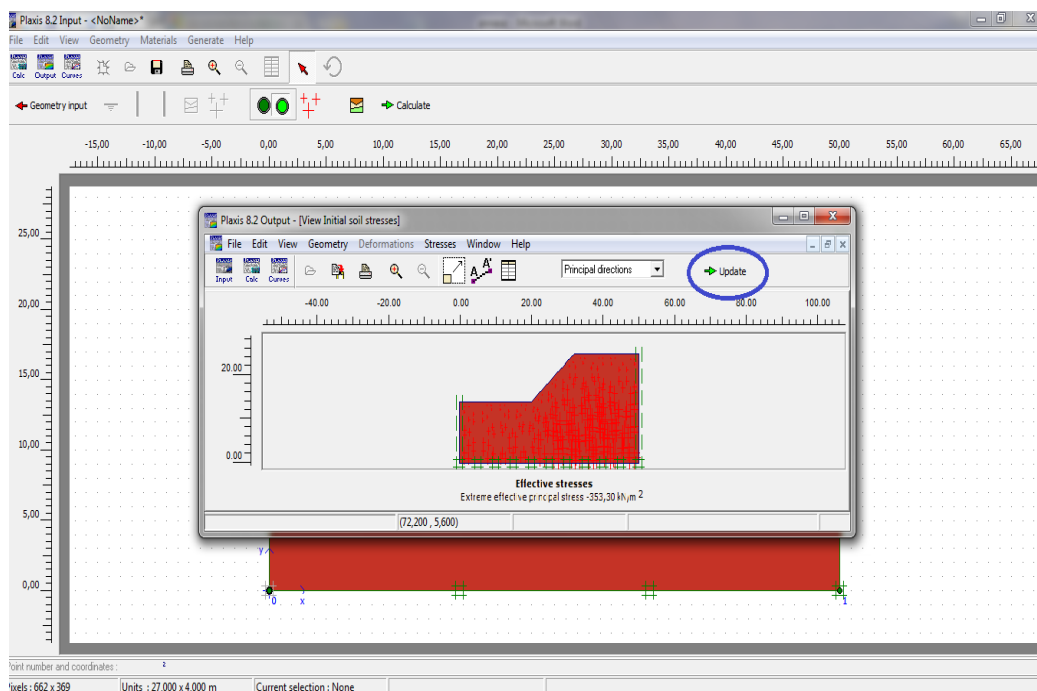
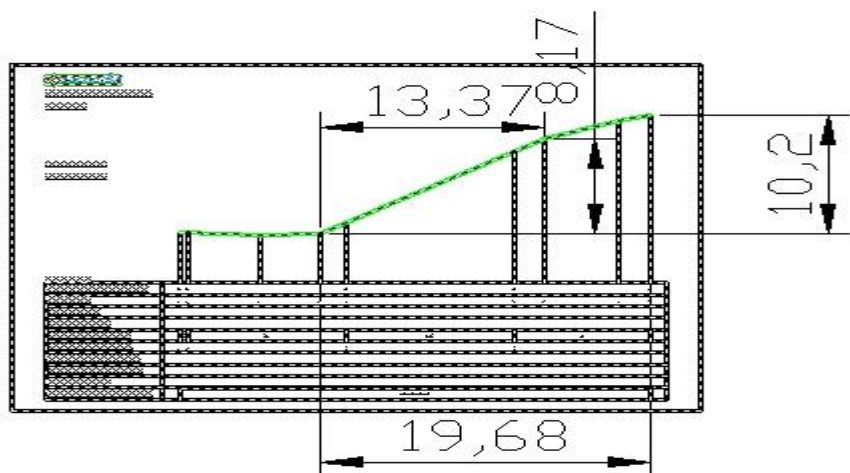
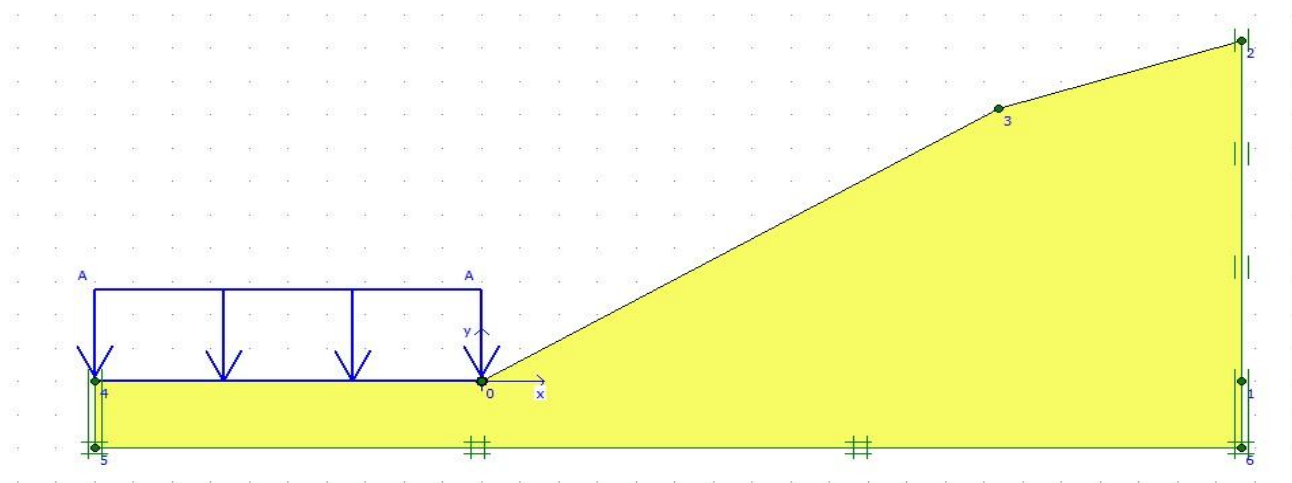
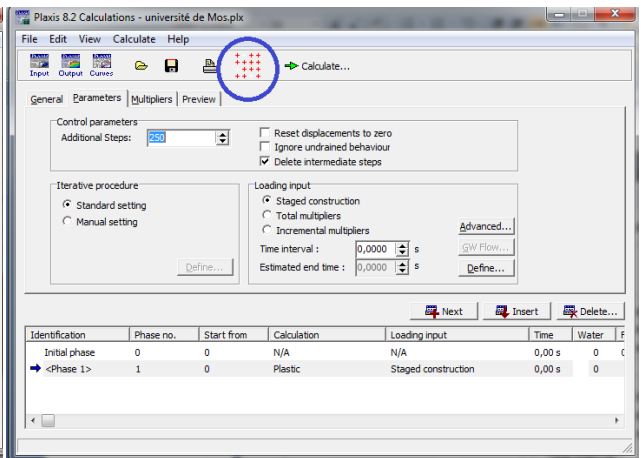
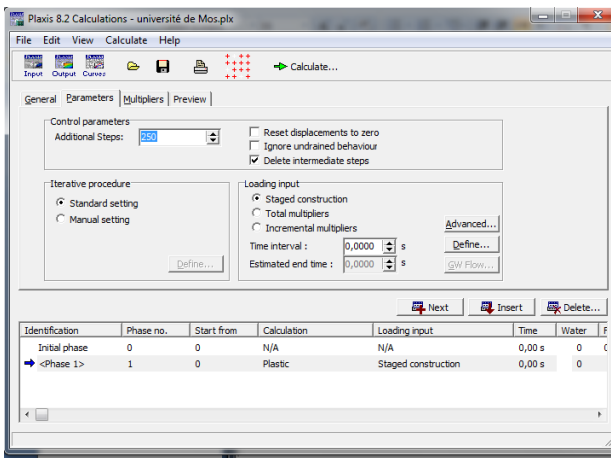
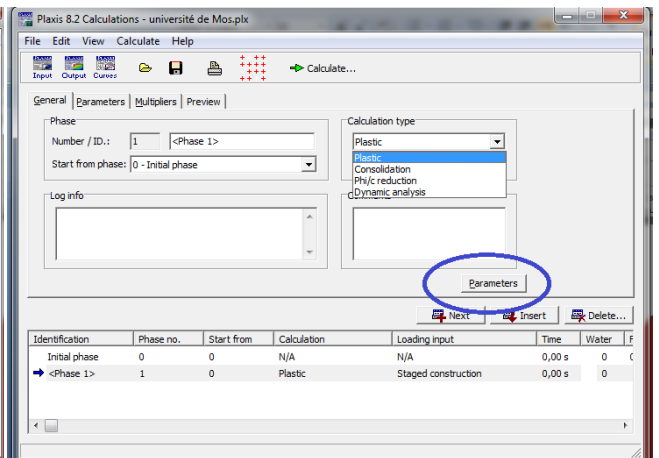
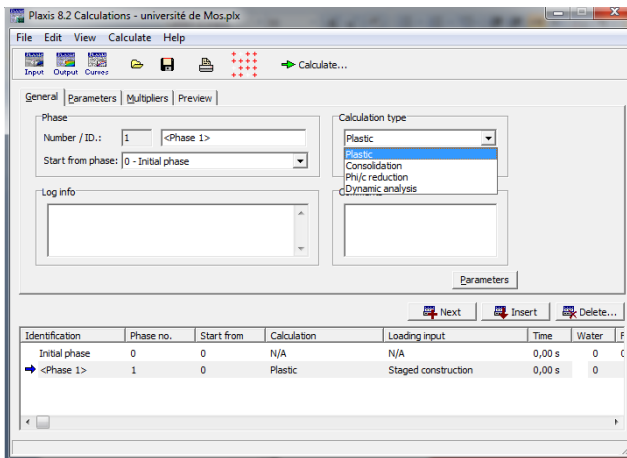
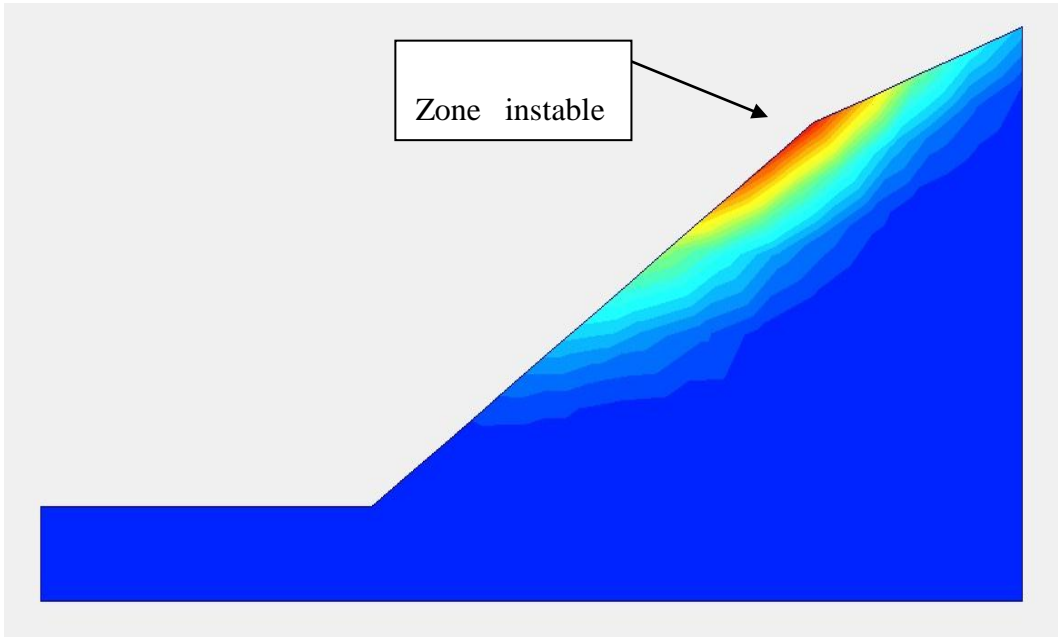


Figure VI.30 : les Conditions initiales.





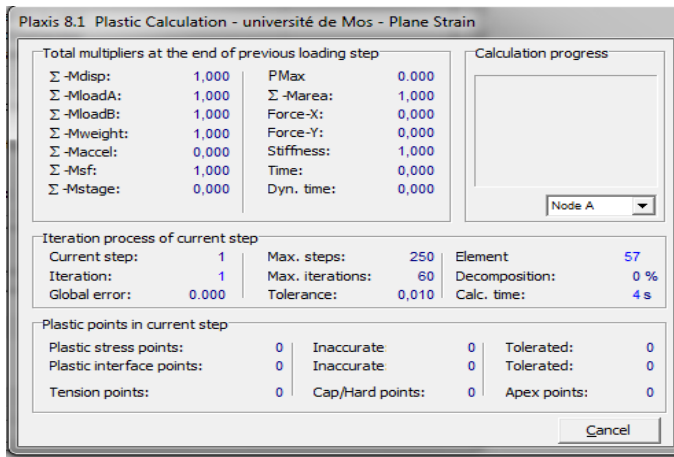
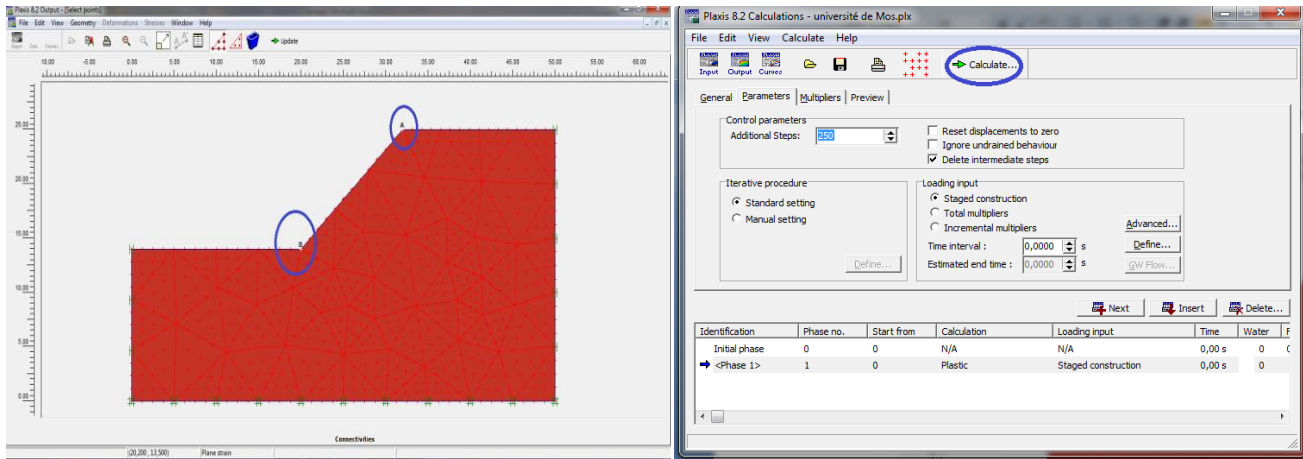
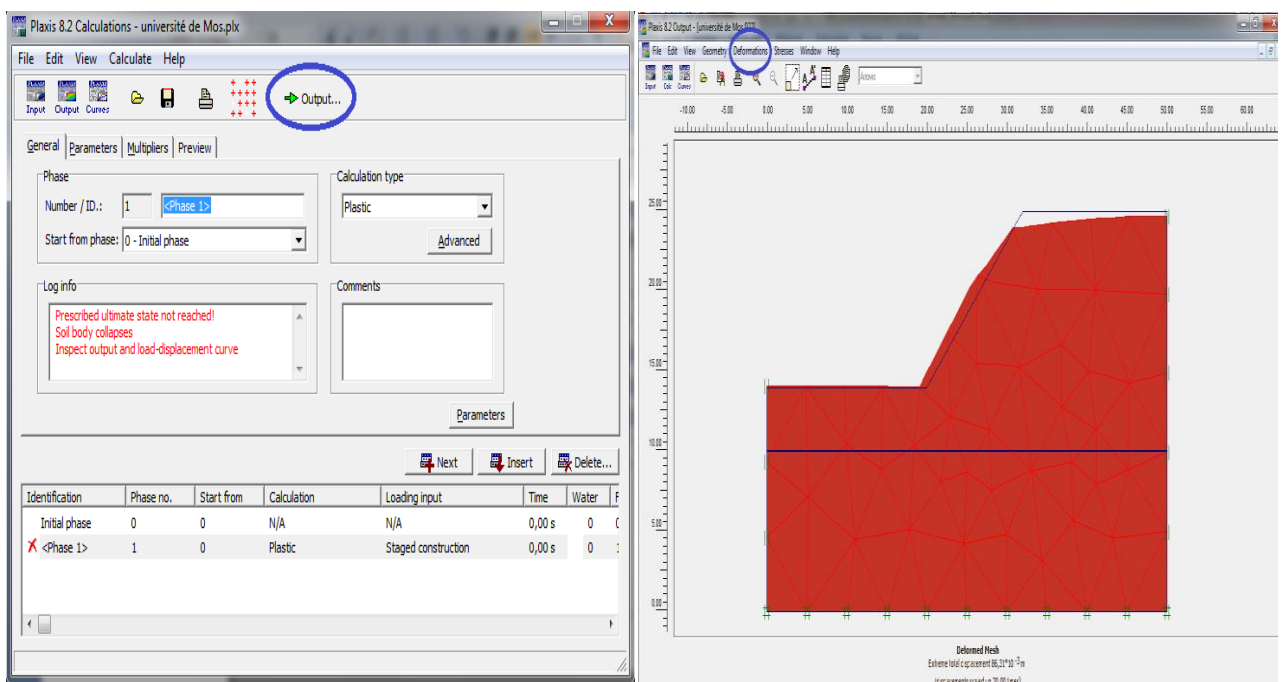
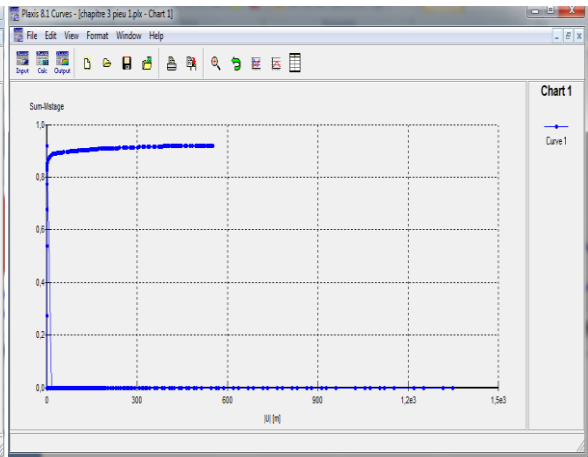
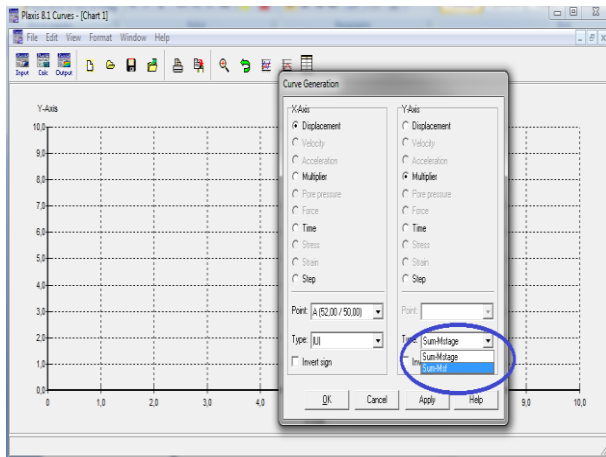
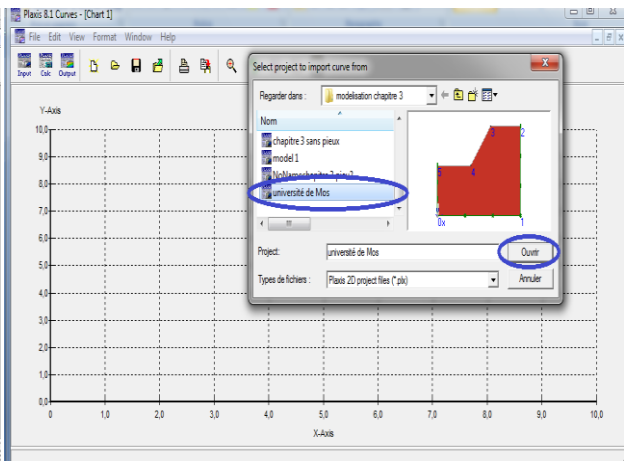
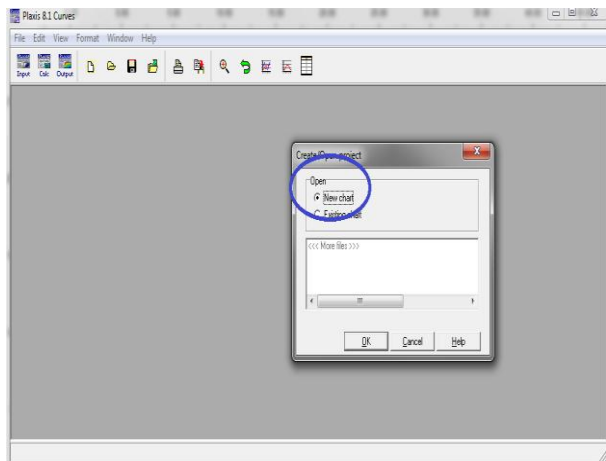
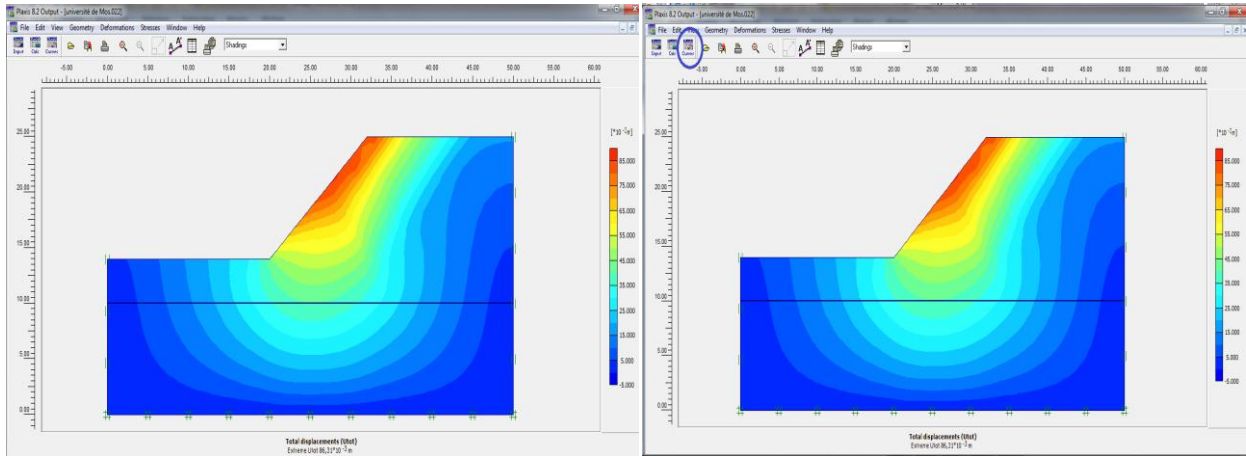


Figure VI.31 : Calcul





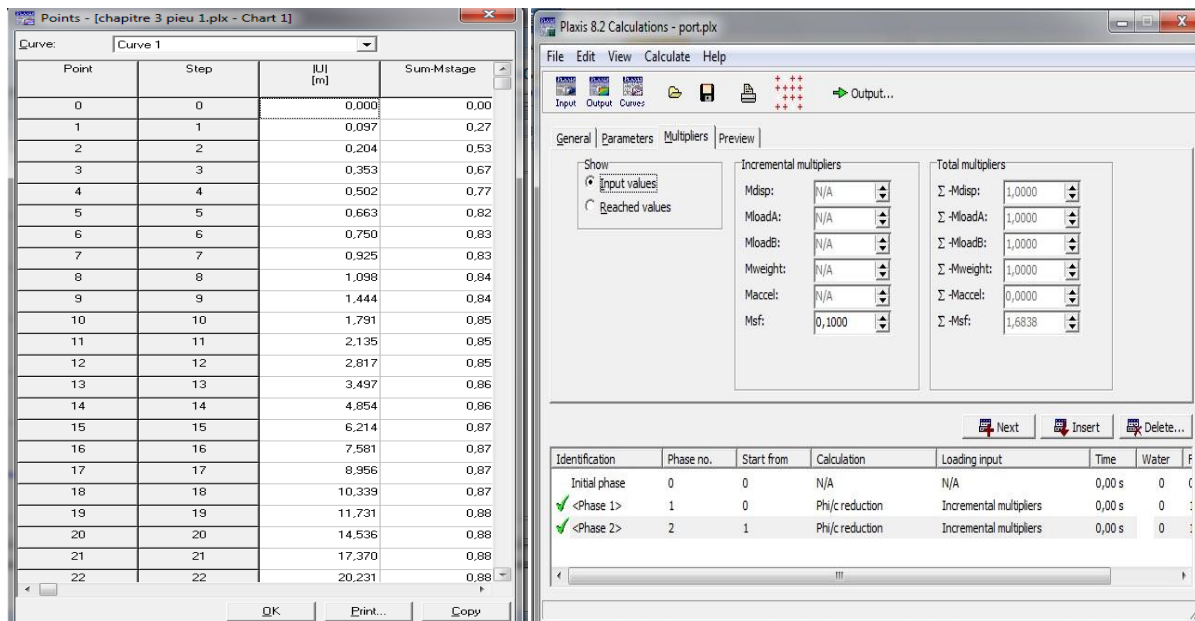


Figure. VI.32 : Résultats obtenus.

Conclusion

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude a été une occasion pour mettre en application les connaissances théoriques acquises pendant le cycle de Notre formation.

On a essayé de réaliser une étude complète qui englobe la partie bibliographique puis l'étude géotechnique l'essai sur le sol portant et l'essai routier.

A partir de ce travail, nous avons eu l'opportunité de sortir de l'ordinaire en évitant les études routier classique afin d'apporter quelque chose de récent et d'actualité.

Enfin, on peut dire que ce projet nous a été enrichit pour finaliser notre formation en touchant une multitude de branches du domaine des travaux publics, qu'un bon ingénieur doit connaitre tout.

Bibliographique

Bibliographie :

[1] : réseau routier, wikipédia .

[2] : phrase tirée de son intervention sur le rôle des infrastructures routières dans l'intégrations économique et territoriale, Mai2011

[3] : définition tirée de dictionnaire économique

[4] : [ec.europa.eu/transport/mode/road/weight –and – dimensions –en..htm](http://ec.europa.eu/transport/mode/road/weight-and-dimensions-en.htm)

[5] : livre cour de routes conception des tracés routiers – normes-kalli FATIMA ZOHRA RAHALI, page 17

[6] :Même référence, page 17.CNES 2004 rapport sur le développement de l'infrastructure routier

[7] : réseau autoroutier, wikipédia

[8] : document de la DTP description de wilaya de Mostaganem page 9

[9] : patrimoine des infrastructures des base, page 36

[10] : construction en terre focus sur la fabrication et la construction en blocs de terre compressée, page 8

[11] : définition d'essai équivalent de sable ; wikipédia

[12] : code de bonne pratique ,page 7

[13] :définition d'essai de carbonate ; wikipédia

[14] : figure prise du pdf, code de bonne pratique R81/10 édité par le centre de recherches routières établissement reconnu de l'Arrêts-loi du 30 janvier 1947 boulevard de la Woluwe 42-1200 Bruxelles p16

[15] : code de bonne pratique R81/10édité par le centre de recherches routiers établissement reconnu de l'Arrêts-loi du 30 janvier 1947 boulevard de la Woluwe 42-1200 Bruxelles p17-18

[16] : identification et analyse des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisée pour la réalisation de l'autoroute est-ouest

[17] : document de l'hydraulique