

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

جامعة -البليدة1-
Université De Blida1



كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Option : GÉOTECHNIQUE

Thème :

LE DIMENSIONNEMENT DU CORPS DE CHAUSSEE ET ETUDE
DE LA STABILITE DU TALUS D'UN TRONÇON ROUTIER CHIFFA
ET BERROUAGHIA (PK20+895 AU PK22+370)

Soutenu par :

**MEHERHERA Nadjib Ellah
DJILANI Yazid**

Promoteur :

Pr. GRINE Khaled.

Blida, Décembre 2021

Remerciement :

Tout d'abord nous tenons à remercier Dieu, le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force, l'intelligence et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Au terme de ce travail, on tient à exprimer notre gratitude ainsi que nos remerciements pour toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation.

*Nous voudrions dans un premier temps remercier, notre promoteur le professeur **Mr. GRINE Khaled**, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

*Nous tenons aussi à remercier **Mr. BENDRISS Zouheir** ingénieur à CTTP Kouba qui nous a guidé avec ses précieux conseils et son savoir du domaine.*

Mes profonds remerciements pour les membres de jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail.

Je tiens aussi à exprimer mes sincères remerciements pour tous les enseignants du département Génie Civil Blida et tout la promo Géotechnique 2020/2021.

Merci à tous

Dédicace

Je remercie « dieu » qui m'a donné la force de faire ce travail.

Je dédie ce modeste travail à:

Mes chers parents qui m'ont donnés leurs encouragements, conseils et renforcements.

Mes frères.

*Notre encadreur : le professeur **Mr. GRINE Khaled.***

Ingénieur à CTTP : Mr. BENDRISS Zouheir.

Mon binôme Djilani Yazid.

Toutes mes amies.

Toutes mes amies de l'université Saad dahleb blida 1.

Toutes les personnes qui m'aident.

Toute ma famille sans exception.

Meherhera Nadjib Elleh

Dédicace

Au début je remercie dieu le tout puissant qui m'a donné la force et le courage pour arriver à ce modeste niveau d'étude. Je dédie mon travail à mes chers parents et surtout ma mère la femme de ma vie qui m'a toujours accompagné avec ses prières.

A mes petites sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A mes amis.

A mon binôme Nadjib.

A toute personne ayant contribué à la finalisation de ce travail.

Djilani Yazid

ملخص

يتعلق العمل الذي تم تنفيذه في مشروع نهاية دراسة الماستر بدراسة تصميم هيكل الطريق الموجود في ولاية المدية من PK20+895 الى PK22+370 الذي يربط بين شفة وبرواقية باستخدام طرق تحليلية، طريقي CBR ، CTTT بعد التحقق من التشوهات باستخدام برنامج Alize III ، يستهدف عملنا أيضًا دراسة ثبات المنحدر على طول محور قسم الطريق لدينا ، واقتراح نظام تعزيز باستخدام برنامج TALREN .

Résumé

Le travail effectué dans ce projet de fin d'études de Master, porte sur l'étude de dimensionnement d'un corps de chaussée de PK20+895 au PK22+370 situé à la wilaya de Médéa reliant Chiffa et Berrouaghia en utilisant les méthodes catalogue de dimensionnement de la chaussée neuve CTTT et CBR et après la vérification des déformations utilisant le logiciel Alize III, notre travail cible aussi l'étude de stabilité d'un talus du long de l'axe de notre tronçon routier, et la proposition d'un système de confortement utilisant le logiciel TALREN 4.

Mots clés : chaussées, dimensionnement, Alize III, stabilité d'un talus, confortement, TALREN 4.

Abstract

The work carried out in this master's end-of-study project relates to the design study of a pavement body from PK20 + 895 to PK22 + 370 located in the wilaya of Medea connecting Chiffa and Berrouaghia using analytical methods. new pavement dimensioning catalog CTTT and CBR and after checking the deformations using the Alize III software, our work also targets the study of the stability of a slope along the axis of our road section, and the proposal of a reinforcement system using the TALREN 4 software.

Key words: pavements, dimensioning, Alize III, slope stability, reinforcement, TALREN 4.

Liste des symboles

Symbols	Significations	Unités
I_p	Indice de plasticité	(%)
VBS	Valeur au bleu de méthylène	(%)
I_c	Indice de consistance	-
IPI	Indice de portance immédiat	-
W_n	Teneur en eau naturelle	(%)
W_l	Limite de liquidité	(%)
D_{max}	Diamètre de plus gros granulat.	M
ρ_d	Masse volumique (densité).	Kg/m ³
T_{éq}	Traffic équivalent	-
e	Épaisseur équivalente	Cm
ICBR	Indice CBR	-
P	Charge par roue égale à 6.5t (essieu 13t)	t
Log	Logarithme décimale	-
TJMA	Trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans	V/j/sens
N	Nombre journalier de poids lourd à vide a l'année horizon	PL/j/sens
n	Année de prévision	Ans
PL	Pourcentage des poids lourds	(%)
TPL_i	Classe du trafic	PL/j/sens
i	Taux d'accroissement géométrique égal à 0.04	(%)
a₁,a₂,a₃	Coefficients d'équivalence des matériaux des couches de la chaussée	-
e₁,e₂,e₃	Les épaisseurs réelles des couches de la chaussée	Cm
A	Coefficient d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13t	-
T_{eq}	Temperature équivalente.	°
r (%)	Pourcentage de risque.	(%)
ε₆ (10°C, 25HZ)	Déformation limite détenue au bout de 10 ⁶ cycles avec une probabilité de rupture de 50% à 10°C et 25Hz (essai de fatigue).	-
K_θ	Facteur lie à la température	-
K_{ne}	Facteur lie au nombre cumule d'essieux équivalents supporte par la chaussée	-
K_r	Facteur lié au risque et aux dispersions	-

Kc	Facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement absorbé sur la chaussée	-
($\epsilon t, adm$)	Déformation admissible de traction	-
C	Coefficient égal à 0.02	-
Kd	Facteur lié aux effets des discontinuités (fissures) et gradient thermique	-
E	Module de Young	MPa
$\sigma(t,adm)$	Contrainte admissible de traction	KPa
σt	Contrainte de traction	KPa
ϵt	Deformation horizontale (traction)	-
ϵz	Deformation verticale (compression)	-
C	La cohésion	KPa
φ	Angle de frottement	°
Sr	Degrée de saturation	(%)
q0	Contrainte verticale initiale à la base de la fondation après travaux de fondation	KPa
Kp	Facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol juste sous la base de la fondation, et des dimensions de la fondation	-
W	Teneur en eau	(%)
Wp	Limite de plasticité	-
γd	Poids volumique sec du sol	KN/m ³
γh	Poids volumique humide du sol	KN/m ³
Cc	Coefficient de compressibilité	-
Cg	Coefficient de gonflement	-
Fs	coefficient de sécurité	-
τmax	résistance au cisaillement du sol	KPa
τ	Contraintes de cisaillement	KPa
b	la largeur des tranches.	m
α	l'angle orienté	°

LISTE ABREVIATIONS

- BCg** : Béton de ciment.
- SG** : Sables gypseux.
- AG** : Arènes granitiques.
- BB** : Béton bitumineux.
- GB** : Grave bitumineux.
- SB** : Sable bitumineux.
- BBUM** : Béton bitumineux ultra mince.
- BBTM** : Béton bitumineux très mince.
- BBM** : Béton bitumineux mince.
- BBSG**: Béton bitumineux semi-grenu.
- GC**: Grave ciment.
- GL** : Grave laitier.
- CBR** : California Bearing Ratio.
- CTTP** : Contrôle technique.
- GNT** : Granulats non-traités.
- GTR** : Guide de terrassement routier.
- LCPC** : Laboratoire central des ponts et des chaussées.
- AASHO**: American Association of state Highway Officials.
- TVO** : Tous venant de l'oued.
- RPi** : Niveau de réseau principal.
- RP1** : Réseau principal niveau 1.
- RP2** : Réseau principal niveau 2.
- CW** : Chemin de Wilaya.
- TPLi** : Classe du trafic.
- TCEi** : Trafic cumulé équivalent.
- PMT** : Essai pressiométrique de Ménard.
- RPA**: règlement parasismique Algérien.
- SC**: sondage carotté.
- PS**: sondage pressiométrique.

PK : point kilométrique.

PU : puits de reconnaissance.

MNT : Matériaux non traités.

MTB : matériaux traités au bitume.

MTLH : matériaux traités au liant hydraulique.

OPN : essai de Proctor Normal.

Liste des figures

Figure I- 1: Structure d'une chaussée.	17
Figure I- 2: chaussée souple.	19
Figure I- 3: chaussée rigide.	20
Figure I- 4: chaussée semi-rigide.....	20
Figure I- 5: organigramme de démarche du catalogue CTTT. [1].....	26
Figure I- 6: Classes TPLi pour RP1 et RP2. [1]	27
Figure I- 7: Glissement plan. [16]	33
Figure I- 8: Glissement rotationnel. [16]	33
Figure I- 9: Remblai de pied. [17]	39
Figure I- 10: Allègement en tête. [17]	39
Figure I- 11: Reprofilage. [17]	39
Figure I- 12: rideaux palplanche.....	40
Figure I- 13: Construction par couches..	40
Figure I- 14: Vue de l'ouvrage achevé.	40
Figure II- 1: Localisation du projet.....	42
Figure II- 2: carte de répartition des précipitations de la campagne agricole.	44
Figure II- 3: Carte géologique de Mèdèa.....	45
Figure II- 4: Carte de la zone sismique de l'Algérie. [5].....	46
Figure IV- 1: Structure de chassée (CTTP).	72
Figure IV- 2: Structure de chassée. (CBR).	74
Figure IV- 3: épaisseurs des couches de la structure de chaussée (méthode CTTT).....	77
Figure IV- 4: données de la structure déterminée par la méthode CTTT.	77
Figure IV- 5: les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode CTTT.	78
Figure IV- 6: Epaisseurs des couches de la structure de chaussée (méthode CBR).	79
Figure IV- 7: données de la structure déterminée par la méthode CBR.	79
Figure IV- 8: les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode CBR.	80
Figure IV- 9: schémas finals des différentes couches.	81
Figure V- 1: Talus modélisé avant glissement (PK 21+025).	86
Figure V- 2: les caractéristiques de la couche 1.	87
Figure V- 3: les caractéristiques de la couche 2.	87
Figure V- 4: les caractéristiques de la couche 3.	88
Figure V- 5: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique.....	88
Figure V- 6: Facture de sécurité par la Méthode de Bishop.	89
Figure V- 7: L'effet de séisme sur le facteur de sécurit par la Méthode de Bishop.....	90
Figure V- 8: Talus modélisé avec système de confortement en cas de statique.....	93
Figure V- 9: Talus modélisé avec système de confortement en cas de séisme.	93

Liste des tableaux

Tableau I- 1: Les coefficients d'équivalence pour chaque matériau. [11]	25
Tableau I- 2: Type de réseau. [1].....	28
Tableau I- 3: Structures types disponibles dans le dimensionnement. [1]	28
Tableau I- 4: Classe portance du sol.....	29
Tableau I- 5: les formules de la déformation admissible de traction. [2].....	30
Tableau II- 1: coefficient d'accélération (A). [5]	47
Tableau III- 1: Récapitulatif des résultats des puits de reconnaissances.	49
Tableau III- 2: lithologie du sol pour chaque sondage carotté.	50
Tableau III- 3: résultats de l'essai pressiométrique (PMT).	51
Tableau III- 4: Qualificatif du sol en fonction des densités.	53
Tableau III- 5: Teneur en eau et degré de saturation.	54
Tableau III- 6: résultats de l'analyse granulométrique.	55
Tableau III- 7: résultats de l'analyse Limite d'Atterberg.	56
Tableau III- 8: résultats de l'essai de compression à l'odomètre.	56
Tableau III- 9: résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.	57
Tableau III- 10: les caractéristiques de gonflement du sol.	58
Tableau III- 11: exemple de classification de l'état hydrique.	58
Tableau III- 12: Classification des sols des SC02 SC03 et SC04 selon le GTR.	59
Tableau III- 13: hauteurs de déblais supérieurs à 10m.	60
Tableau III- 14: volumes de déblais et de Remblai.	60
Tableau III- 15: les résultats de granulométrie de gîte de TAMUSGUIDA.	61
Tableau III- 16: Résultat des limites d'Atterberg des gîtes de TAMUSGUIDA.	61
Tableau III- 17: Résultats de l'essai Proctor et CBR des gîtes de TAMUSGUIDA.	62
Tableau III- 18: Classification selon la nature.....	62
Tableau IV- 1: Classe du trafic.....	65
Tableau IV- 2: Valeur de coefficient d'agressivité A. [2]	66
Tableau IV- 3: Type de réseau.	67
Tableau IV- 4: Structure disponible dans le catalogue. [1]	67
Tableau IV- 5: classes de portance des sols.	68
Tableau IV- 6: Classes de portance des sols supports.	68
Tableau IV- 7: zone climatique de Pluviométrie.....	69
Tableau IV- 8: Choix des températures équivalents.....	69
Tableau IV- 9: durée de vie adoptée.....	70
Tableau IV- 10: Risques adoptés pour réseau RP1.	70
Tableau IV- 11: Sur classement avec couche de forme en matériaux non traité.....	71
Tableau IV- 12: Représente la construction de la chaussée.	73
Tableau IV- 13: Tableau représente les épaisseurs calculées.....	74
Tableau IV- 14: valeur de $t=f(r\%)$	75

Tableau IV- 15: Les résultats du calcul de la déformation admissible de traction par flexion pour la section du contournement « et, adm ».	75
Tableau IV- 16: Performances mécaniques des matériaux bitumineux.	76
Tableau IV- 17: représentations des résultats des déformations admissibles et calculée.....	78
Tableau IV- 18: représentations des résultats des déformations admissibles et calculée.....	80
Tableau V- 1: les caractéristiques géotechniques utilisées dans le calcul de stabilité.	84
Tableau V- 2: Coordonnées de la géométrie du talus.....	85
Tableau V- 3: Représente Les dimensions de talus.....	86
Tableau V- 4: Cordonnées de la nappe phréatique.....	88
Tableau V- 5: Résultats des coefficients de sécurité calculés par Talren 4.....	90
Tableau V- 6: Les caractéristiques de pieux.....	92
Tableau V- 7: Les caractéristiques de Remblai.....	92

Sommaire

<i>Remerciement:</i>	<i>I</i>
<i>Dédicace</i>	<i>II</i>
<i>Dédicace</i>	<i>III</i>
<i>ملخص</i>	<i>IV</i>
<i>Résumé</i>	<i>IV</i>
<i>Abstract</i>	<i>IV</i>
<i>Liste des symboles</i>	<i>V</i>
<i>Liste Abreviations</i>	<i>VII</i>
<i>Liste des figures</i>	<i>IX</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>X</i>
Introduction Générale :.....	14

Chapitre I: Synthèse bibliographique sur les routes

I.1	Introduction :	17
I.2	La chaussée :	17
I.2.1	Structure de la chaussée :	17
I.2.2	Types de structure de chaussée :	18
I.3	Présentation des matériaux utilisés dans la structure de chaussée :	21
I.3.1	Matériaux traités aux bitumes :	21
I.3.2	Matériaux traités aux liants hydrauliques :	21
I.3.3	Matériaux non-traités :	22
I.4	Dimensionnement du corps de chaussées :.....	24
I.4.1	Méthodes de dimensionnement des chaussées :	24
I.5	Mouvement des terrains (glissement).....	32
I.5.1	Glissement de terrain :	32
I.5.2	Les différentes causes des glissements de terrain :	34
I.5.3	Calcul de coefficient de sécurité :	36
I.5.4	Méthode d'analyse de stabilité :	36
I.5.5	Le confrontment des talus :	38
I.6	Conclusion.....	41

Chapitre II: Reconnaissance du site

II.1	Introduction :	42
II.2	Situation géographique	42
II.3	Géomorphologie	43
II.4	Climat :	43
II.5	Géologique et hydrologique	44
II.5.1	La Géologie régional :	44
II.5.2	La Géologie locale :	45
II.5.3	Hydrologique et hydrographique :	45
II.6	Sismicité :	46

II.7	Conclusion :	47
------	--------------	----

Chapitre III: Synthèse géotechnique

III.1	Introduction :	49
III.2	Les essais in situ :	49
III.2.1	Puits de reconnaissance :	49
III.2.2	Sondages carottés :	50
III.2.3	Sondages pressiométriques (PMT):	51
III.3	Les essais de laboratoire :	52
III.3.1	Essais d'identification:	52
III.3.2	Essais mécaniques :	56
III.4	Classifications des sols des sondages carottés selon le GTR :	58
III.4.1	Classification de Sondage SC02 :	58
III.5	Terrassements :	60
III.5.1	Volumes des terrassements :	60
III.5.2	Carrières et gites des matériaux meubles :	60
III.5.3	Classifications des sols des gites :	62
III.6	Conclusion :	63

Chapitre IV : Dimensionnement du Corps de chaussée par les méthodes CTTP ET CBR

IV.1	Introduction :	65
IV.2	Dimensionnement de corps de chaussée :	65
IV.2.1	Méthode (CTTP) :	65
IV.2.2	La Méthode « CBR » :	72
IV.2.3	Modélisation des structures type et calcul des déformations :	74
IV.2.4	Modélisation des structures types utilisant le logiciel ALIZE :	76
IV.3	Conclusion :	81

Chapitre V: Etude de la stabilité du talus et proposition du solution de confortement

V.1	Introduction :	83
V.2	Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4V) :	83
V.2.1	Les avantages de TALREN4 :	83
V.2.2	Le calcul en talren4 :	83
V.3	Etude de stabilité :	84
V.3.1	Modélisation du talus à l'aide de logiciel TALREN :	84
V.4	Etude de confortement :	92
V.4.1	Proposition d'ouvrage de confortement :	92
V.5	Conclusion :	95

	Conclusion Générale :	96
--	-----------------------	----

Reference

Annexes

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La route est une infrastructure plus que jamais indispensable pour le développement économique des pays. Elle concourt à la satisfaction des besoins essentiels de la population, impulse et conforte le reste de l'économie nationale, dont elle constitue une véritable locomotive.

Dans notre pays, le transport routier joue un rôle majeur dans la mesure où la route supporte plus de 80% du trafic de marchandises et voyageurs. Et c'est la raison pour laquelle, l'état a opté pour un programme portant sur la réalisation des tracés routiers neufs et la mise à niveau des routes existantes. Notre travail s'insère dans cette thématique qui porte sur le réaménagement de la RN°1 au niveau de la wilaya de Médèa.

Ce mémoire, porte d'une part sur dimensionner la structure d'une chaussée utilisant les deux méthodes, celle du catalogue algérien de dimensionnement de chaussée neuve du CTTP, et la méthode de CBR et la vérification des déformations utilisant le logiciel Alize III; et d'autre part, l'étude de la stabilité d'un talus bordant l'axe de notre tronçon de route et la proposition d'un système de confortement utilisant le logiciel TALREN 4.

Ce travail comporte 5 chapitres :

Chapitre 1 : généralité sur les chaussées et les mouvements de terrain.

Chapitre 2 : Localisation de projet, ainsi qu'une étude géomorphologique, géologique, hydrogéologique, une étude sismique de la zone d'étude.

Chapitre 3 : analyse et interprétation des données de l'étude géotechnique du site.

Chapitre 4: Dimensionnement du corps de la chaussée et la vérification des déformations utilisant le logiciel Alize III.

Chapitre 5 : étude de la stabilité d'un talus et la proposition d'une solution de confortement utilisant le logiciel TALREN 4.

CHAPITRE I :

Synthèse bibliographique sur les routes

I.1 Introduction :

La construction routière comprend toutes les opérations du processus de l'établissement des voies de circulation automobiles en zones urbaines, rurales ou forestières. Cette construction est régie par des normes visant la sécurité des usagers. De plus, un des facteurs les plus importants dans l'établissement de nouveaux corridors routiers est l'impact que la nouvelle route aura sur l'environnement et surtout sur le système hydrologique local. Afin de bien planifier un projet de construction routière, il est nécessaire de connaître différents facteurs tels que le volume de trafic et la durée de vie de l'ouvrage.

Au cours de ce chapitre, des données sur les chaussées (structure, types, matériaux et méthodes de dimensionnement), les mouvements de terrains seront présentés et détaillés dans ce qui suit.

I.2 La chaussée :

Une chaussée peut être définie comme une structure plane, conçue et dimensionnée pour garantir l'écoulement du trafic dans de bonnes conditions de sécurité et de confort et d'assurer le bon fonctionnement pour une période de service. Dimensionner une chaussée c'est optimiser le choix et les épaisseurs des couches de matériaux en tenant compte de toutes les contraintes. [11]

I.2.1 Structure de la chaussée :

Les différentes couches constituant la chaussée sont représentés dans la figure I.1 ci-dessous :

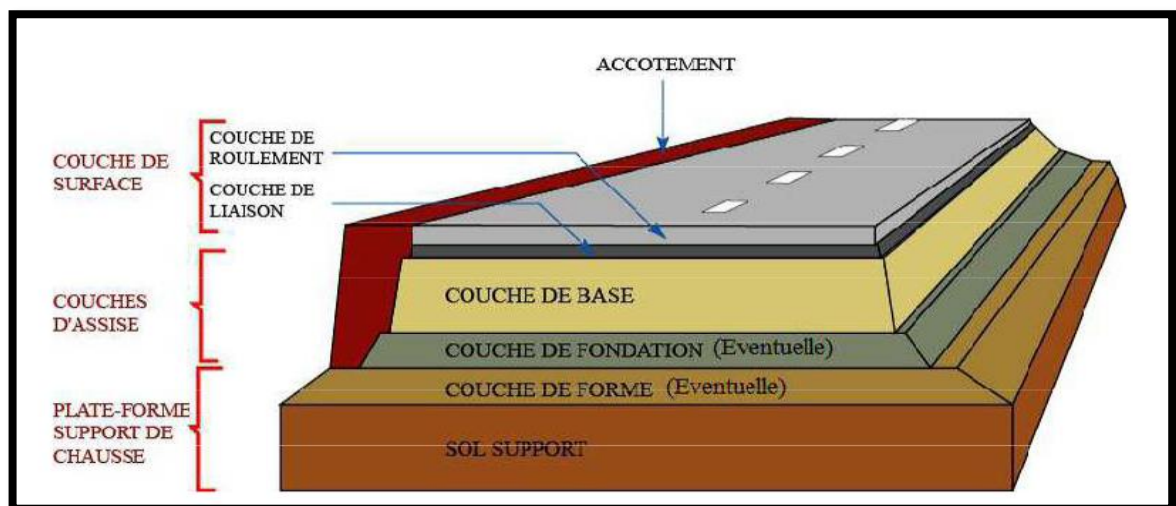


Figure I- 1: Structure d'une chaussée.

Chaque couche constituant la chaussée joue un rôle important dans la structure, les différents rôles sont donnés comme suit :

I.2.1.1 Couche de surface :

La couche de surface est formée d'une couche de roulement surmontant éventuellement une couche de liaison intermédiaire entre la couche de roulement et les couches d'assise. La couche de roulement, qui subit directement les actions agressives dues au trafic et au climat, assure la fonction d'étanchéité des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau et des sels de déverglaçag (fusion du verglas), et à travers ses caractéristiques de surface, elle garantit la sécurité et le confort des usagers. La couche de liaison assure l'adhérence entre la couche de roulement et la couche de base. [13]

I.2.1.2 Couche d'assise :

La couche d'assise est généralement constituée d'une couche de fondation surmontée d'une couche de base. Elles apportent à la structure de chaussée l'essentiel de sa rigidité et repartie (par diffusion latérale) les sollicitations induites par le trafic, sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles. [13]

I.2.1.3 Plateforme support de chaussée :

La plateforme support de la chaussée est principalement formée de la couche de forme et du sol support.

- **La Couche de forme :**

La couche de forme a pour rôle d'assurer une qualité de nivellement permettant la circulation des engins pour la réalisation du corps de chaussée. Vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, la couche de forme permet d'augmenter la capacité portante de la plate-forme support de chaussée. [12]

- **Le Sol support :**

Son rôle est de porter le corps de la chaussée.

I.2.2 Types de structure de chaussée :

Il existe 3 catégories de chaussées routières :

- Chaussée souple ;
- Chaussée semi-rigide ;
- Chaussée rigide.

I.2.2.1 Les chaussées souples :

Les chaussées souples comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15cm), réduite parfois à un enduit pour les chaussées à très Faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60cm, (Figure I.2). [12]

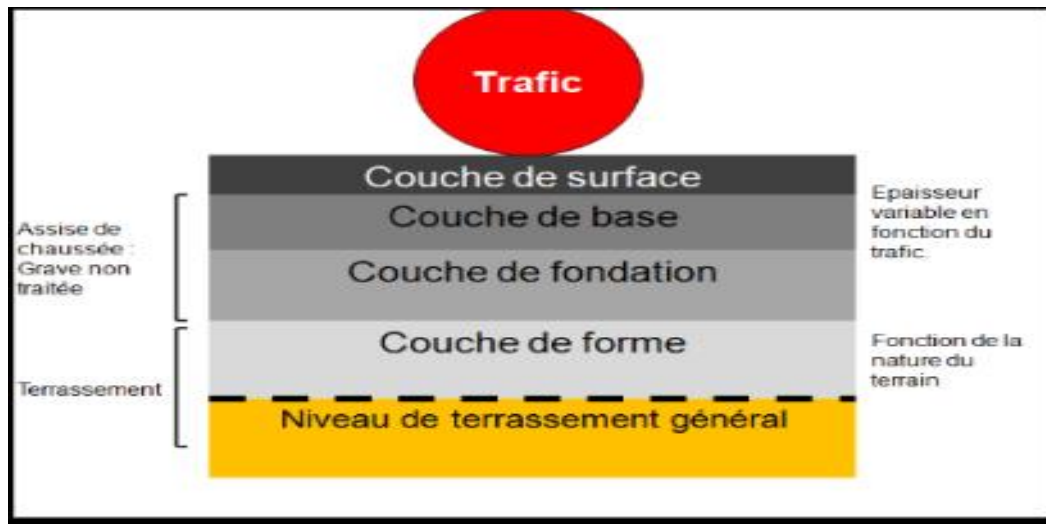


Figure I- 2: chaussée souple.

I.2.2.2 Les chaussées rigides :

Une chaussée rigide est constituée d'un revêtement en béton de ciment. En règle générale, une chaussée en béton comporte, à partir du sol, les Couches suivantes : une couche de forme, couche de fondation, et couche de Roulement en béton de ciment.

La dalle en béton de ciment peut ainsi être réalisée directement sur l'arase terrassement ou sur la plate-forme Support de chaussée, (Figure I.3). [14]

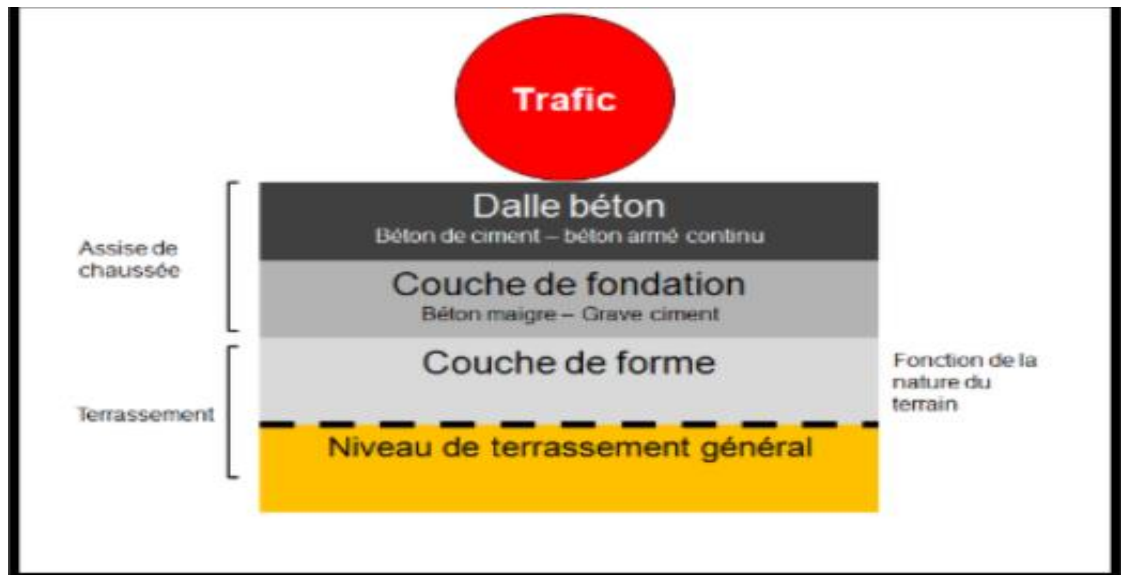


Figure I- 3: chaussée rigide.

I.2.2.3 Chaussées semi-rigides :

C'est un cas intermédiaire entre les chaussées souples et les chaussées rigides. On peut le retrouver dans les chaussées renforcées, qui comportent une couche de base en matériaux traités avec un liant hydrocarboné, (Figure I.4). [15]

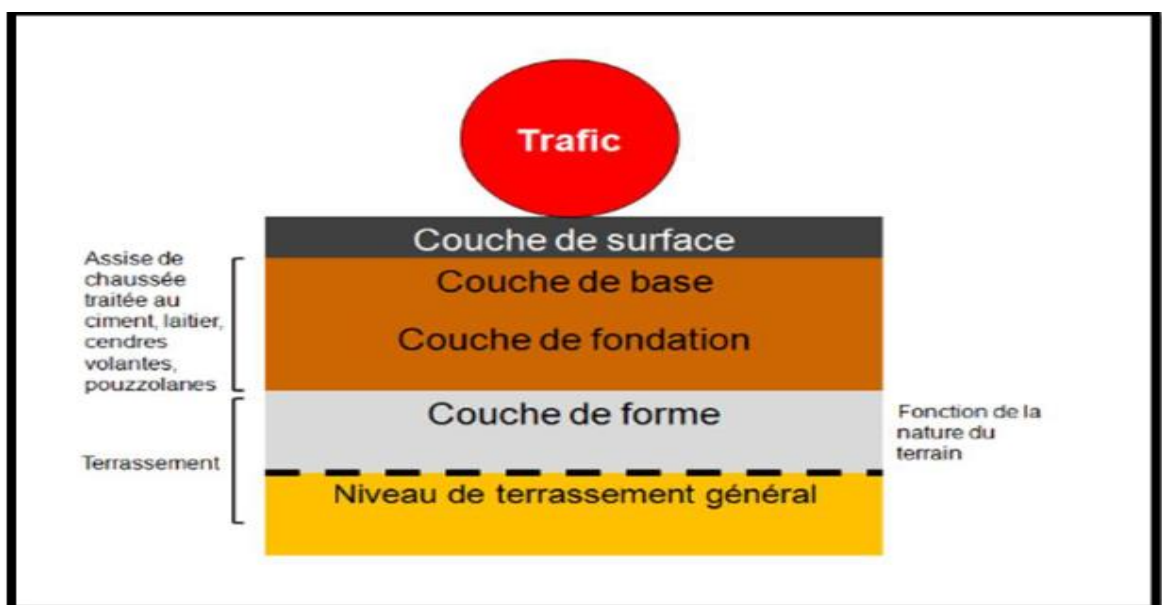


Figure I- 4: chaussée semi-rigide.

I.3 Présentation des matériaux utilisés dans la structure de chaussée :**I.3.1 Matériaux traités aux bitumes :****I.3.1.1 Grave bitume (GB) :**

Les graves-bitumes 0/20 sont des enrobés bitumineux à chaud (mélange à chaud de granulats séchés et bitume pur). [13]

- **Domaine d'utilisation :**

La technique des graves bitumes est destinée à la réalisation des assises de chaussée (couche de base et couche de fondation).

I.3.1.2 Sable bitume (SB) :

Le sable bitume est un mélange d'un ou plusieurs sables avec bitume pur. Généralement, le mélange nécessite l'ajout de fines provenant soit des matériaux de concassage-broyage (sable fillérisé, fines calcaires), soit des pulvérulents industriels (chaux, ciment). Le bitume utilisé doit être assez dur, de classe 40/50 ou 20/30 afin d'assurer une rigidité et une stabilité convenable. [13]

La fabrication du mélange (sable bitume) se fait en central d'enrobage à chaud.

- **Domaine d'utilisation :**

L'emploi du sable bitume est envisageable en couche de base pour les chaussées du réseau principal de niveau 2 (RP2).

I.3.2 Matériaux traités aux liants hydrauliques :**I.3.2.1 Graves-laitier (GL) :**

Un grave laitier est un mélange effectué en centrale de malaxage continue : d'une grave reconstituée 0/D, d'un laitier granulé réactif et d'un activant basique. [11]

Ce mélange est réalisé à une teneur en eau proche à celle de l'OPM

- **Domaine d'utilisation :**

-Couche d'assises de chaussées (base, fondation).

-Chaussées neuves de type RP1 : réseau principal de niveau 1 trafic : TPL3 à TPL7.

I.3.2.2 Béton de ciment (BCg) « béton non armé et goujonné :

Les chaussées modernes en béton peuvent se présenter sous différentes conceptions ; on peut citer les dalles courtes (3 à 5m) non armées, à joints goujonnés ou non, les dalles

moyennes (5à 7m) goujonnées ou non ; les dalles épaisses (30 à 40cm) courtes et non armées, etc. [13]

- **Domaine d'utilisation :**

-Couche de roulement et couche de base.

-Réseau principal de niveau 1 (RP1).

I.3.2.3 Grave-Ciment (GC) :

Un grave ciment est un mélange de granulat, de ciment, éventuellement de retardateur de prise, et d'eau. [13]

- **Domaine d'utilisation :**

-Couche de fondation de chaussée en béton de ciment

-Chaussées neuves de type RP1

I.3.3 Matériaux non-traités :

I.3.3.1 Grave non-traitée (GNT) :

Les Graves non traitées (GNT) sont définies comme étant des graves 0/D, ne comportant pas de liant. On distingue deux types de GNT suivant leur mode d'élaboration : [13]

- Les GNT de type « A »

- Les GNT de type « B »

- **Domaines d'utilisation :**

-Couches d'assises de chaussées (couche de base et de fondation) pour le réseau RP2.

-Couche de fondation pour le réseau de niveau 1 (RP1).

I.3.3.2 TUFS Calcaires (TUF) « encroûtements calcaires » :

Les tufs calcaires ou « encroûtements calcaires » sont des matériaux composés essentiellement, mais pas exclusivement de carbonate de calcium. Les tufs calcaires B existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré, ils sont dus à la cimentation, à l'accumulation ou au remplacement de quantité plus ou moins grande de sols, roches ou matériaux altérés par du calcaire dans une zone d'infiltration. Ils sont très répandus dans les zones climatiques II et III.

On les rencontre dans les bassins relativement plats irrigués par les eaux de ruissellement provenant des massifs calcaires limitrophes. On distingue deux classes de tufs, selon la granularité et leurs performances mécaniques, il s'agit de TUF1 et TUF2. [13]

- **Domaine d'utilisation :**

-Couches d'assises (base, fondation), pour le réseau principal 2 (RP2).

-TUF1 en couche de forme, pour le réseau principal de niveau 1 (RP1).

I.3.3.3 Sables gypseux (SG) « encroûtements gypseux » :

Les encroûtements gypseux sont situés dans la zone climatique IV, c'est la zone des chotts et souvent de grandes étendues dunaires. Les encroûtements gypseux se présentent généralement en couches horizontales affleurâtes à semi-affleurâtes. [13]

Horizon A : épaisseur varie de 20 à 30 cm. Cette partie est friable, poreuse et souvent sableuse.

Horizon B : son épaisseur varie de 1 à 2 cm. Il est souvent utilisé comme pierre à bâtir. C'est l'horizon des roses de sables. Encroûtements friables ou « sables gypseux ». Ils se différencient des encroûtements massifs que par la dureté.

Horizon C : les encroûtements tendres : Appelés sables gypseux sont les matériaux recherchés pour l'utilisation en technique routière. Ils sont d'extraction facile et évoluent en sable au compactage. On distingue deux classes de sables gypseux selon leur granularité et performances mécaniques. Il s'agit de SG1 et SG2.

- **Domaine d'utilisation :**

-Couches d'assises (base, fondation), pour le réseau RP2.

-SG1 en couche de fondation, pour le réseau RP1.

I.3.3.4 Arènes granitiques (AG):

Les arènes granitiques proviennent de l'altération des granites aux conditions de surface. Les feldspaths s'altèrent surtout en Kaolin, les micas s'altèrent partiellement alors que les grains de quartz ne subissent aucune altération. La roche reste en place en gardant une faible cohésion.

Les arènes granitiques sont très répandues dans la région du Hoggar (zone climatique), elles constituent la seule ressource en granulats routiers disponibles dans les conditions technicoéconomiques. [13]

- **Domaine d'utilisation :**

-Couche d'assises (base, fondation), pour le réseau RP2.

I.4 Dimensionnement du corps de chaussées :

Le dimensionnement d'une chaussée consiste aux calculs des épaisseurs des différentes couches du corps de chaussée en prenant en compte les caractéristiques suivantes : le sol ou le support, le trafic, les caractéristiques des matériaux disponibles et le climat.

Il n'existe pas des méthodes de calcul universelles applicables rigoureusement à tous les pays. Chaque pays choisit ses propres règles qui s'affinent au gré des progrès réalisés dans la connaissance des paramètres de l'environnement routier et des résultats théoriques sur les modèles mécaniques. [13]

I.4.1 Méthodes de dimensionnement des chaussées :

On distingue deux familles de méthodes :

- Les méthodes empiriques dérivées des études expérimentales sur les performances des chaussées.
- Les méthodes dites « rationnelles » basées sur l'étude théorique du comportement des chaussées.

Les méthodes du dimensionnement de corps de chaussée les plus utilisées sont :

- ✓ La méthode de C.B.R (California -Bearing -Ratio).
- ✓ Méthode AASHO (American Association of State Highway Officials).
- ✓ Méthode du catalogue de dimensionnement de chaussées neuves (CTTP)
- ✓ La méthode L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

Les méthodes CBR et CTTP seront développées ensuite car elles seront utilisées pour le dimensionnement dans notre cas de d'étude.

I.4.1.1 Méthode de CBR (California Bearing Ratio):

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90 à 100%) de l'optimum Proctor modifié.

Pour que la chaussée tienne, il faut que la contrainte verticale répartie, suivant la théorie de BOUSSINESQ, soit inférieure à une contrainte limite qui est proportionnelle à l'indice CBR. L'épaisseur est d'une par la formule suivante: [11]

$$e = \frac{100 + \sqrt{P}(75 + 50\text{Log}(\frac{N}{10}))}{\text{ICBR}} \quad (\text{I.1})$$

Avec:

- ✓ **e**: épaisseur équivalente ;
- ✓ **ICBR** : indice CBR (sol support) ;
- ✓ **P** : charge par roue égale a6.5t (essieu 13t) ;
- ✓ **Log**: logarithme décimale;
- ✓ **N**: désigne le nombre journalier de poids lourd à vide à l'année horizon.

L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante : [11]

$$Eeq = a1 \times e1 + a2 \times e2 + a3 \times e3 \quad (\text{I.2})$$

- ✓ **a1× e1**: couche de roulement ;
- ✓ **a2× e2**: couche de base ;
- ✓ **a3× e3**: couche de fondation ;

Où

- ✓ **a1, a2, a3**: coefficients d'équivalence des matériaux utilisés ;
- ✓ **e1, e2, e3**: épaisseurs réelles des couches.

Le tableau I.1 suivant indique les coefficients d'équivalence pour chaque matériau :

Tableau I- 1: Les coefficients d'équivalence pour chaque matériau. [11]

Matériaux utilisés	Coefficients d'équivalences (a)	Epaisseurs des couches (e) (cm)
Béton bitumineux ou enrobe dense.	2	6-8
Grave ciment –grave laitier.	1,5	15-25
Grave concasse ou gravier	1	15-25
Grave roulée –grave sableuse T.V.O	0,75	25 en plus
Grave bitume	1,60 à 1,70	-
Grave non traité (GNT)	1	-

I.4.1.2 Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves(CTTP)

Afin de faciliter la tâche à l'ingénieur routier un manuel pratique de dimensionnement d'une utilisation facile a été conçu, caractérisé par des hypothèses de base sur les paramètres caractéristiques (la stratégie de dimensionnement, niveau de service, trafic, caractéristiques du sol, climat, matériaux).

Matériaux: traités au bitume (GB, BB), non-traités (GNT, TVO...).

Trafic: classé selon le nombre de (Pl /j/sens) à l'année de la mise en service.

Portance du sol support: selon l'indice CBR (voir le tableau).

Climat: l'Algérie est divisée en trois zones (humide, semi-aride, aride).

Les étapes à suivre dans le dimensionnement avec la méthode CTTP sont illustrées dans l'organigramme ci-après (figure I.5)

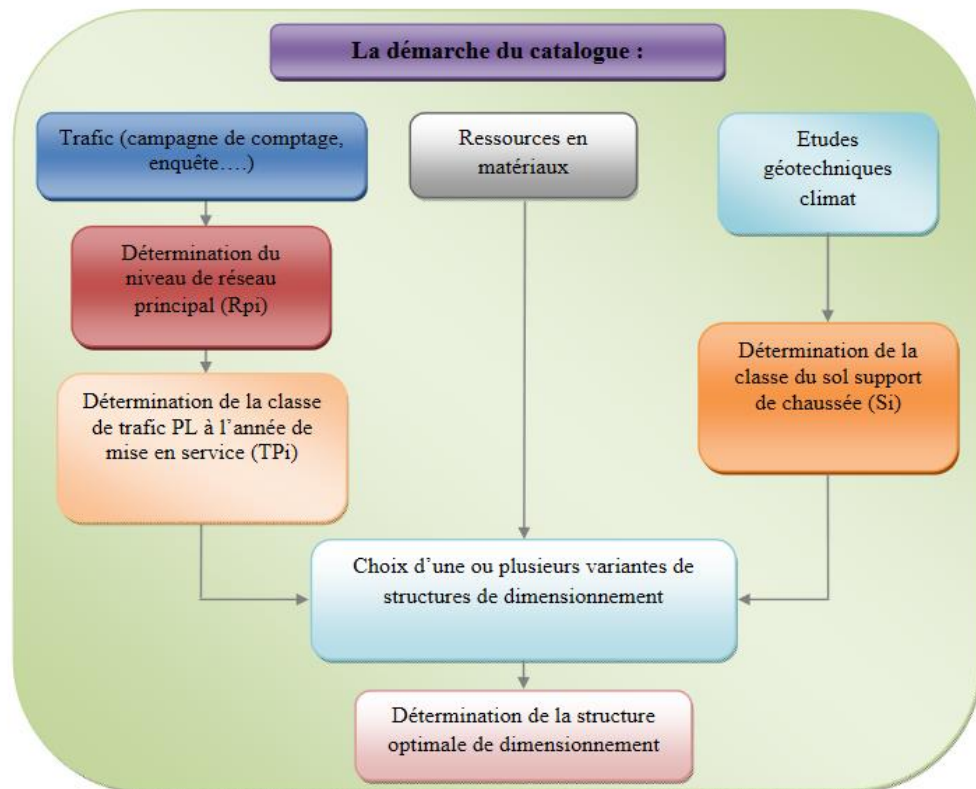


Figure I- 5: organigramme de démarche du catalogue CTTP. [1]

A. Le trafic:

Le trafic de dimensionnement est essentiellement le poids lourds (véhicules supérieur a 3.5tonnes). Il intervient comme paramètre d'entrée dans le dimensionnement des structures de chaussées et le choix des caractéristiques intrinsèques des matériaux pour la fabrication des matériaux de chaussée.

❖ Détermination de la classe du trafic TPLi :

La classe de trafic (TPLi) est déterminée à partir du trafic poids lourds par sens, compté en moyenne journalière annuelle (MJA), pour la voie la plus chargée, à l'année de mise en service.

A partir de ces classements suivant on trouve le TPLi :

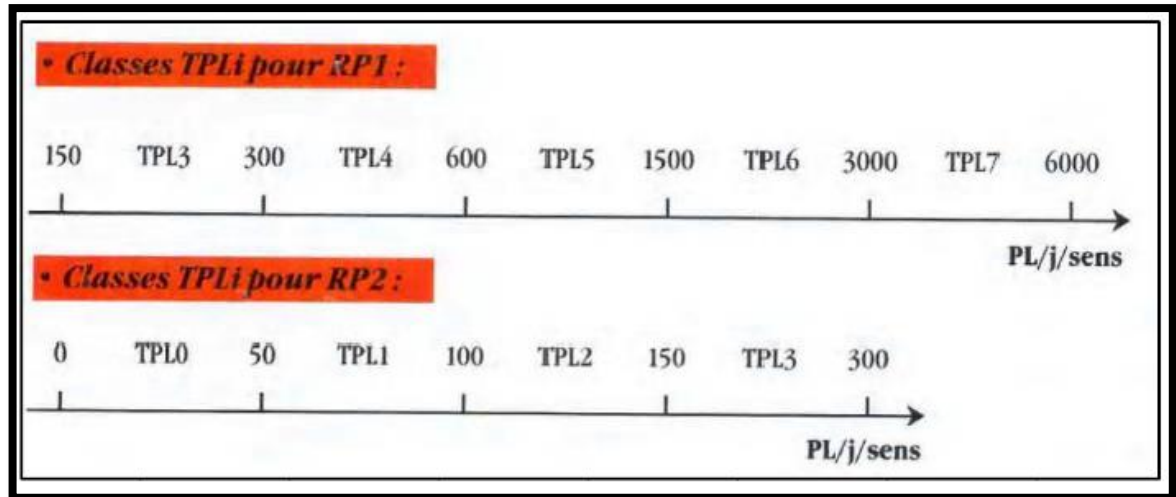


Figure I- 6: Classes TPLi pour RP1 et RP2. [1]

❖ Détermination de trafic cumulé de PL (TCI) :

Le TCI est le trafic cumulé de PL sur la période considéré pour le dimensionnement (duré de vie). Il est donné par la formule suivante : [2]

$$Tci = TPLI \times 365 \times \frac{(1+i)^n}{i} \quad (I.3)$$

Avec:

- ✓ **i**: taux d'accroissement géométrique égal à 0.04 dans le calcul de dimensionnement ;
- ✓ **n** : durée de vie considéré.

❖ Détermination de trafic cumulé équivalent TECi:

Le TCEi est le trafic à prendre en compte dans le calcul du dimensionnement, il correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée. Il est donné par la formule suivante : [2]

$$TCEI = Tci \times A = TPLI \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (I.4)$$

Avec :

A : coefficient d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes.

A. Détermination du type de réseaux principaux

Le catalogue différencie vis-à-vis le dimensionnement, deux catégories de réseau de chaussées, l'une est relative au réseau principal de niveau 1 et l'autre au réseau principal de niveau 2. La détermination de la catégorie de niveau de réseau principal se fait à partir des critères donnés dans le tableau ci-dessous (tableau I.2):

Tableau I- 2: Type de réseau. [1]

Réseau principal	Trafic (véhicules/jour)
RP1	>1500
RP2	<1500

➤ Choix des structures type par niveau de réseau principal :

Ce choix est fait en relation avec le type de réseau retenu (RP1 ou RP2). Le Tableau I.3 ci-dessous synthétise l'éventail des structures types disponibles dans le dimensionnement.

Tableau I- 3: Structures types disponibles dans le dimensionnement. [1]

12	Matériaux types	Structures
RP1	MTB (matériaux traités au bitume)	GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AG
	MTLH (matériaux traités aux liants hydrauliques)	GL/GL/BCg/GC
RP2	MNT (matériaux non traités)	GNT/GNT, TUF/TUF AG/AG, SG/SG
	MTB (matériaux traités au bitume)	SB/SG

GB : grave bitume, GL : grave-laitier, BCg : béton de ciment goujonné, GC : grave ciment, GNT : grave non traitée, SG : sable gypseux, TUF : encroutement calcaire, AG : arène granitique, SB : sable bitume.

B. Classes de portances de sols support pour le dimensionnement :

Pour le dimensionnement des structures, on distingue 4 classes de portance de sols supports à savoir S4, S3, S2 S1 S0. Les valeurs des modules indiquées sur le tableau I.4 ci-dessous, à partir de relation empirique suivante : [1]

$$E \text{ (MPa)} = \text{CBR} \times 5 \quad (\text{I.5})$$

Tableau I- 4: Classe portance du sol.

Classe de sols-supports	S4	S3	S2	S1	S0
Module (MPa)	15-25	25-50	50-125	125-200	> 200

C. La zone climatique:

Les données climatiques utilisées dans le calcul de dimensionnement des chaussées se rapportent à l'état hydrique de sol support et au cycle saisonnier de température. [2]

D. La durée de vie:

Elle correspond à un investissement initial moyen à élever et des durées de vie allant de 15 à 25 ans en fonction du niveau de réseau principal considéré. [2]

E. La température équivalente T_{eq} :

Le dimensionnement est fait pour une température déterminée en fonction de la zone climatique de site.

F. Le Risque de calcul :

Le risque est la probabilité qu'il y ait une dégradation structurelle qui nécessiterait des travaux de renforcement de la chaussée au cours des années x de dimensionnement. [2]

H. Calcul des déformations admissibles sur le sol support :

Les sollicitations admissibles pour chaque type de matériaux sont calculées à partir de ces relations:

1. Calcul des sollicitations admissibles:

Les sollicitations admissibles pour chaque type de matériaux sont calculées à partir des relations suivantes :

- **Matériaux traité au bitume :**

Le calcul de la déformation admissible de traction (ϵ_t, ad) à la base de la couche bitumineuse est donnée par la relation suivante : [2]

$$\epsilon_t, adm = \epsilon_6 (10^\circ C, 25 HZ) \times K_{ne} \times K_\theta \times K_r \times K_c \quad (I.6)$$

Avec:

- ✓ $\epsilon_6 (10^\circ c, 25HZ)$: déformation limite détenue au bout de 10^6 cycles avec une probabilité de rupture de 50% à $10^\circ C$ et 25Hz (essai de fatigue) ;
- ✓ K_θ : facteur lié à la température ;
- ✓ K_{ne} : facteur lié au nombre cumulé d'essieux équivalents supporte par la chaussée ;
- ✓ K_r : facteur lié au risque et aux dispersions ;
- ✓ K_c : facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement absorbé sur la chaussée.

Tableau I- 5: les formules de la déformation admissible de traction. [2]

Paramètres	formules
$\epsilon_6 (10^\circ C, 25 HZ)$	-
K_{ne}	$\left(\frac{10^6}{TCEi}\right)^b$
K_θ	$\sqrt{\frac{E(10^\circ c)}{E(\theta eq)}}$
K_r	$10^{-tb\delta}$
K_c	1.3

Avec:

- ✓ δ : (dispersion) = $\sqrt{sn^2 + \left(\frac{c}{b}sh\right)^2}$;
- ✓ $TCEi$: trafic en nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considéré ;
- ✓ b : pente de la droite de fatigue ($b < 0$) ;
- ✓ $E(10^\circ c)$: module complexe du matériau bitumineux à $10^\circ C$;
- ✓ $E(\theta eq)$: module complexe du matériau bitumineux à la température équivalente qui est fonction de la zone climatique considérée ;
- ✓ t : fractile de la loi normale qui est en fonction du risque adopté ($r \%$) ;

- ✓ **SN** : dispersion sur la loi de fatigue ;
- ✓ **Sh** : dispersion sur les épaisseurs (en cm) ;
- ✓ **C** : coefficient égal à 0.02.

- **Matériaux traité au liant hydraulique :**

Le calcul de la contrainte admissible de traction σ_t , ad à la base des couches traitées aux liants hydrauliques est donnée par la relation suivante : [2]

$$\sigma(t, \text{adm}) = \sigma_6 \times K_{ne} \times K_r \times K_d \times K_c \quad (\text{I.7})$$

Avec :

σ_6 : contrainte de flexion limite à cycles donné par l'essai de fatigue;

K_{ne} , k_r , k_c : idem matériaux traité au bitume ;

K_d : facteur lié aux effets des discontinuités (fissures) et gradient thermique.

- **Matériaux non traités (MNT) :**

Il n'existe pas de calcul de sollicitations admissibles pour ce type de matériau. Il faut s'assurer du bon choix des caractéristiques du matériau afin d'asseoir une bonne tenue à l'orniérage. [2]

2. Vérification en fatigue des structures est de la déformation du sol-support :

La déformation verticale ε_z calculée par le modèle alize III devra être limitée à une valeur admissible qui est donné par une relation empirique déduite à partir d'une étude statistique des comportements des chaussées algériennes est donnée par la formule suivant : [2]

$$\varepsilon(z, \text{adm}) = 22 \times 10^{-3} \times (\text{TCEi})^{-0.235} \quad (\text{I.8})$$

- **Matériaux traités au bitume (MTB) :**

Il faudra vérifier que ε_t et ε_z calculés à l'aide de logiciel d'analyse III, sont inférieurs aux valeurs admissibles calculés c'est à dire respectivement à $\varepsilon_t, \text{adm}$ et $\varepsilon_z, \text{adm}$. [2]

$$\varepsilon_t < \varepsilon_t, \text{adm} \text{ et } \varepsilon_z < \varepsilon_z, \text{adm}$$

- **Matériaux traité au liant hydraulique (MTLH) :**

Dans ce cas également, il faudra vérifier que les contraintes et déformation calculées Par (ALIZE) sont inférieures aux contraintes et déformation admissibles calculées : [2]

$$\sigma_t < \sigma(t, \text{adm}) \text{ et } \varepsilon_z < \varepsilon(z, \text{adm})$$

- **Matériaux non-traités (MNT):**

Dans le cas des MNT la seule vérification est à faire sur le sol-support : [2]

$$\varepsilon_z < \varepsilon(z, \text{adm})$$

I.5 Mouvement des terrains (glissement)

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes. Certaines pentes naturelles peuvent engendrer des problèmes d'instabilité et d'instabilité qui peuvent être catastrophiques et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.

I.5.1 Glissement de terrain :

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques localisés se traduisant par des mouvements gravitaires d'une partie du sol constituant les versants, et se déplaçant sous l'effet de son poids propre. Les mouvements sont alors complexes avec des composantes de déplacement en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur. Ils s'accompagnent de développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- ❖ Glissement plan ;
- ❖ Glissement rotationnels :
 - Glissement rotationnels simples ;
 - Glissement rotationnels complexes (composés).

❖ Glissement plan:

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon. [16]

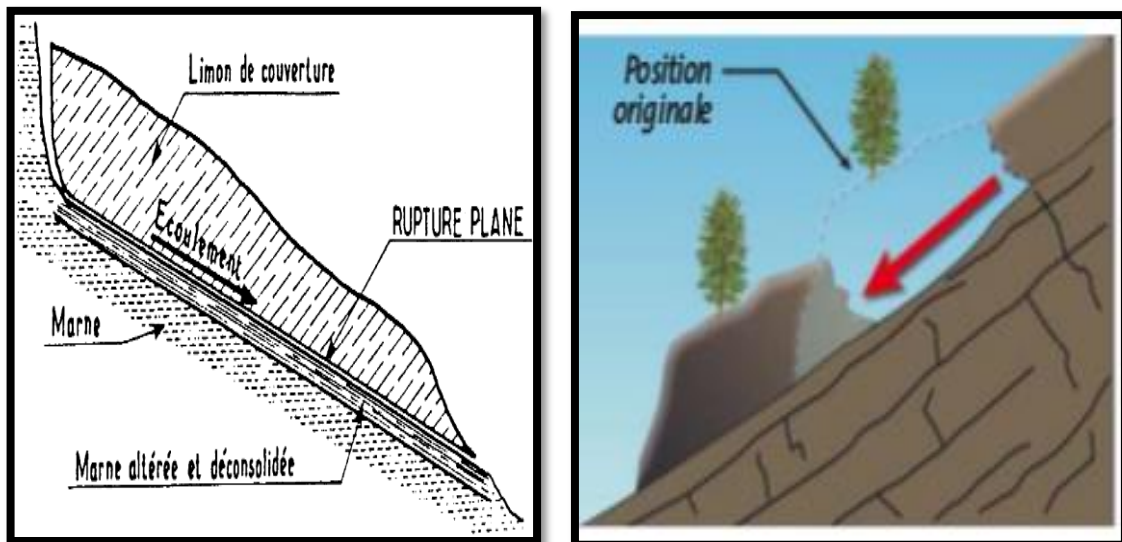


Figure I- 7: Glissement plan. [16]

❖ **Glissement rotationnel :**

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexes. [17]

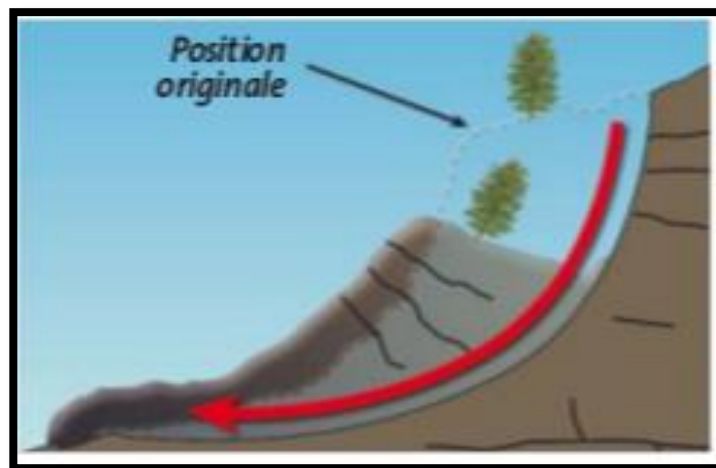


Figure I- 8: Glissement rotationnel. [16]

- **Glissement rotationnel simple :**

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle. [17]

- **Glissement rotationnel complexe:**

Il s'agit de glissements multiples (emboîtés) les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement en bas de la pente induit une perte de butée pour les terres situées au-dessus, provoquant ainsi, des glissements successifs remontant vers l'amont. [17]

I.5.2 Les différentes causes des glissements de terrain :

Les processus d'instabilité d'une pente dépendent des différents facteurs : [18]

- ✓ La géométrie;
- ✓ La résistance au cisaillement des sols ou des roches ;
- ✓ Les pressions de l'eau interstitielles ;
- ✓ Les sollicitations extérieures (climatiques et anthropiques).

I.5.2.1 Géométrie

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité.

I.5.2.2 Résistance au cisaillement des sols ou des roches

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches, constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en oeuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement. Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état des contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc).

I.5.2.3 Conditions hydrauliques

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendent de couches de terrains situées bien en amont. Certains éléments sont de première importance, Il s'agit :

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en la couche le long de laquelle se produisent les mouvements ;
- De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la Capacité d'alimentation est importante sont susceptible d'exister et il est alors intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de Confortement.
- De l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

I.5.2.4 Facteurs climatiques et anthropiques

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

- **Pluie, neige, évapotranspiration**

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés des bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

- **Constructions sur pente**

La construction sur pente naturelle diminue la stabilité.

Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants.

L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

- **Déblai sur pente**

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied ; de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble. L'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement pour la stabilité de ce dernier.

- **Exploitation des sols**

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols

- Remembrement;
- Déforestation;
- Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

I.5.2.5 Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain.

Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sous-jacentes,
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même

I.5.3 Calcul de coefficient de sécurité :

La définition du coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture est une question la plus controversées dans la mécanique des sols.

Des nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus. Un coefficient de sécurité peut être défini comme étant un rapport de contraintes, de forces, de moments ou autres.

Le facteur de sécurité est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{I.9})$$

Avec:

- ✓ **F_s**: coefficient de sécurité;
- ✓ **τ max**: résistance au cisaillement du sol;
- ✓ **τ**: Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

I.5.4 Méthode d'analyse de stabilité :

I.5.4.1 Méthodes des tranches

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

On peut citer deux méthodes :

- Méthode de Fellenius;
- Méthode de Bishop.

❖ Méthode détaillée de Bishop :

Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivant :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_i + W_n \tan \phi_1)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m (W_n \sin \alpha_n)}$$

Avec :

$$m_{\alpha} = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_i}{F_s} \right]$$

❖ **Méthode de Fellenius:**

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

- La ligne de glissement est de forme circulaire ;
- On néglige totalement les efforts inter tranches ;
- La seule force agissant sur l'arc est le poids.

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_1)}{\sum_{n=1}^m (W_n \sin \alpha_n)}$$

I.5.4.2 Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en éléments caractérisés par une loi de comportement ayant et à propriétés mécaniques variables dans l'espace. Elle permet d'évaluer les contraintes et déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené par tout programme général d'éléments finis, ou avec un logiciel spécialisé dans la modélisation géotechnique, tel que le Plaxis, flac...ect.

Dans les problèmes géotechniques, la recherche se base essentiellement sur quelques inconnus de base. Le comportement du sol ou de la structure pourra être prévu si ses inconnus peuvent être déterminés. Ces derniers sont appelés aussi variables de champ et ils varient selon le problème technique abordé.

L'analyse par éléments finis réduit ces inconnus à un nombre fini en divisant la région du problème considérée en petites zones appelées 'élément', et en exprimant les variables de champ inconnues en termes de fonctions d'approximation (fonction d'interpolation ou fonction de forme) dans chaque élément. Ces fonctions d'interpolation sont définies en termes de variables de champ des points spécifiques appelés 'nœuds' ou 'points nodaux'. Ainsi dans l'analyse par la méthode des éléments finis, les variables de champ des points nodaux. Une fois que ceux-ci sont trouvés, les variables de champ en un point quelconque peuvent être trouvées en employant des fonctions d'interpolation. Les étapes nécessaires pour une analyse par les éléments finis sont les suivantes :

- Choix judicieux de la variable principale (déplacement nodal dans le cas de la MEF).
- Discretisation du milieu continu.
- Choix des fonctions d'interpolation.
- Détermination des propriétés élémentaires.
- Assemblage des propriétés élémentaires pour obtenir les propriétés globales.
- Imposition des conditions aux limites.
- Résolution du système d'équation pour obtenir les inconnues nodales.

I.5.5 Le confrontement des talus :

La réduction du risque naturel est une manière de limiter et de maîtriser les conséquences négatives d'une catastrophe de mouvement de terrain, cette réduction est définie par la recherche des solutions et de l'exécution des travaux de stabilisation (terrassement, drainage, soutènement. etc.).

Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liés à :

- ❖ **Coté résistance:** la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de talus.
- ❖ **Coté économique:** le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- ❖ **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité):** la méthode de Renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort pour la réaliser facilement.

I.5.5.1 Les différentes méthodes de confortement :

Il existe plusieurs méthodes de confortement comme suit :

❖ **Terrassement :**

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- **Remblai de pied :** Le chargement en pied du glissement contrebalance les forces motrices du volume en mouvement.
- **Allègement en tête :** Terrasser la tête du glissement allège la masse du volume en mouvement, et donc diminue les forces motrices.
- **Reprofilage :** Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel.

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

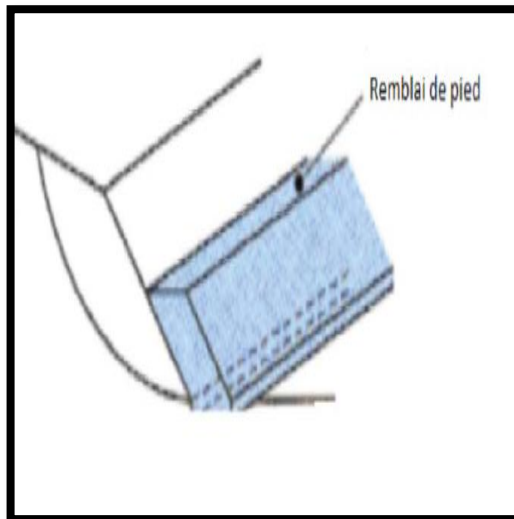


Figure I- 9: Remblai de pied. [17]

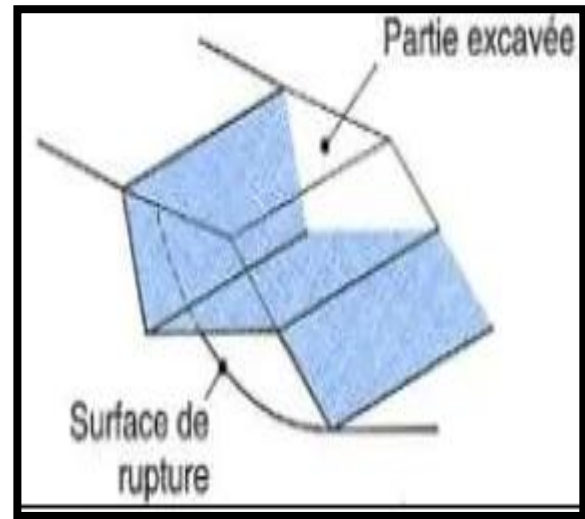


Figure I- 10: Allègement en tête. [17]

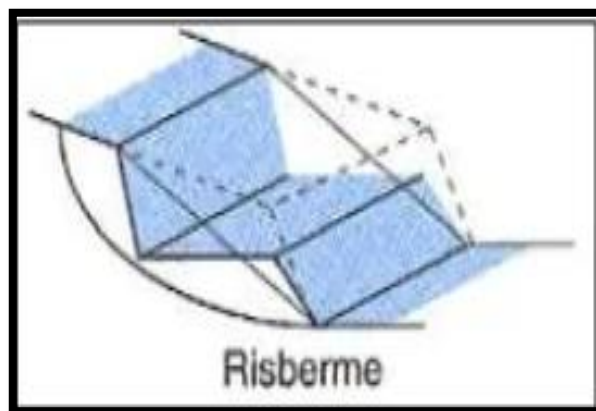


Figure I- 11: Reprofilage. [17]

❖ Construction de renforts :

Le rôle de ces systèmes est d'armer la terre et de limiter son mouvement, on distingue :

- **Le clouage :** Ce dispositif transfère par un système d'accrochage (pieux, clous) les efforts du volume en mouvement vers le volume fixe.
- **Les ouvrages de soutènement:** le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre, il existe plusieurs ouvrages de soutènement parmi eux:
 - ✓ Les murs de soutènement.
 - ✓ Le murs poids.
 - ✓ Les murs souples.

❖ Les rideaux palplanche :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meuble.



Figure I- 12: rideaux palplanche.

❖ Les géotextiles :

Les géotextiles appartiennent à la famille des géosynthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

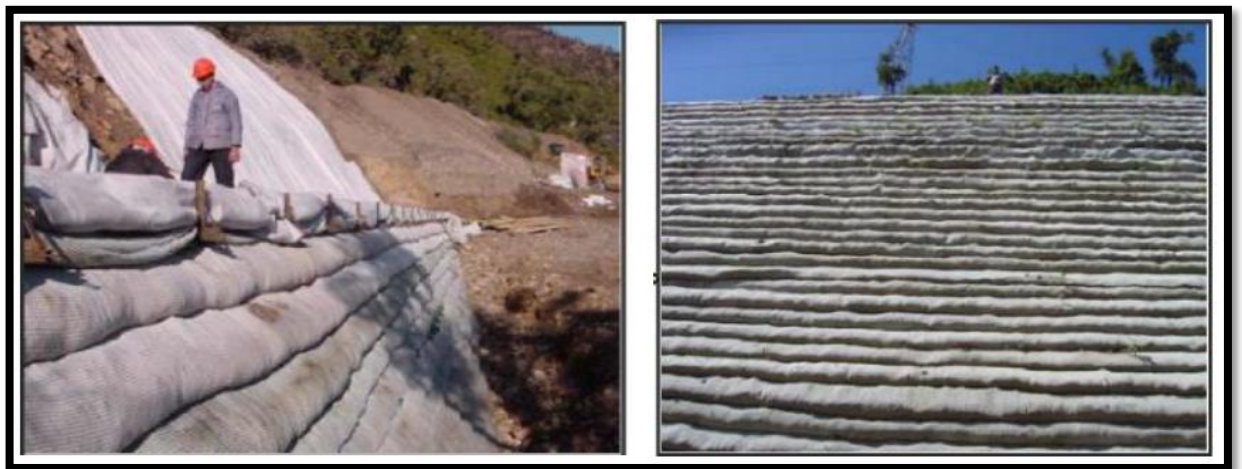


Figure I- 13: Construction par couches.

Figure I- 14: Vue de l'ouvrage achevé.

I.6 Conclusion

Après avoir abordé ce chapitre introductif consacré au projet routier, les points suivants peuvent être déduites :

- ✓ L'objectif de la conception de la chaussée est d'obtenir la durabilité et la haute qualité en sélectionnant les matériaux de haute performance qui constituent la couche structurelle, et le bon dimensionnement du corps de la chaussée pour assurer le confort et la sécurité.
- ✓ Pour le dimensionnement du corps de la chaussée en utilisant les méthodes CCTP et CBR.
- ✓ Pour ce qui est de la problématique des glissements de terrain avec leurs différents types, il en ressort, que différentes méthodes de calculs du coefficient de sécurité, ainsi que différentes techniques de stabilisation peuvent être utilisées pour prévenir les conséquences dangereuses de ce phénomène.

CHAPITRE II

Reconnaissance du site

II.1 Introduction :

Avant la réalisation d'un projet routier pour assurer la bonne performance et garantir la stabilité et la résistance à long terme du projet, il y'a des études de base, notamment les études géologiques et hydrogéologiques climatique géomorphologie, et les études de sismicité.

Dans ce chapitre nous allons détailler la localisation du projet, géomorphologie, les formations géologiques, hydrologiques, climatiques et la sismicité du site sont présentés.

II.2 Situation géographique

Le site se situe dans la commune de Ouzera à 8 km au sud de Médéa, à 11 km au nord Berrouaghia et à environ 35 km au sud-ouest de Blida.

- Latitude 36° 15' 0" Nord.
- Longitude 2° 51' 0" Est.

Le tronçon routier étudié, qui relie les deux villes chiffa et Berrouaghia (Ouzera) sur un linéaire global 53 km débute du PK 20+895 et finit au 22+370, (Figure 2.1).

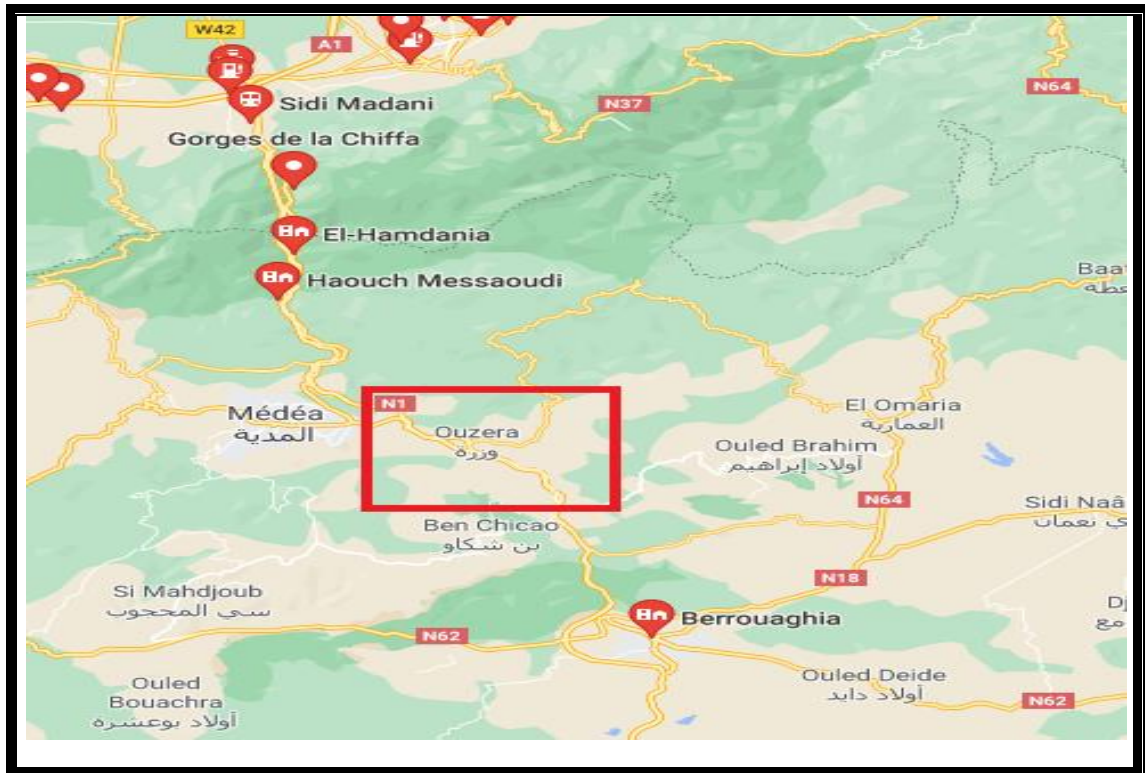


Figure II- 1: Localisation du projet.

II.3 Géomorphologie

La wilaya de Médéa est une wilaya montagneuse qui fait partie intégrante de la région du Tell est située dans l'Atlas tellien et se caractérise ainsi par une altitude élevée et un relief mouvementé enserrant quelques plaines de faible extension. Au sud, elle s'étend aux confins des hautes plaines steppiques. La wilaya se caractérise par quatre principales zones géographiques :

- la première est la zone montagneuse qui se compose d'une chaîne de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la wilaya, cette zone s'étend des monts de l'Ouarsenis jusqu'à Tablat.
- La zone tellienne située dans le centre de la wilaya.
- Les plaines du Tell situées à l'intérieur du Tell collinéen.
- Le piémont méridional du Tell est une zone de transition vers les hautes plaines steppiques.

La région d'étude située dans une zone montagneuse, elle se caractérise par son altitude minimum qui est de 703m, et d'une l'altitude maximale 748m m au-dessus du niveau de la mer.

II.4 Climat :

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres :

- Son altitude qui atteint 1240m au-dessus du niveau de la mer (sommet de Benchikao).
- Sa position sur les monts de l'Atlas tellien.
- Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l'Ouest.

Tous ces facteurs ont fait que Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, janvier et février. La neige quant à elle, recouvre régulièrement les hauteurs de Benchikao, situées à une altitude de 1240m (figure II.2).

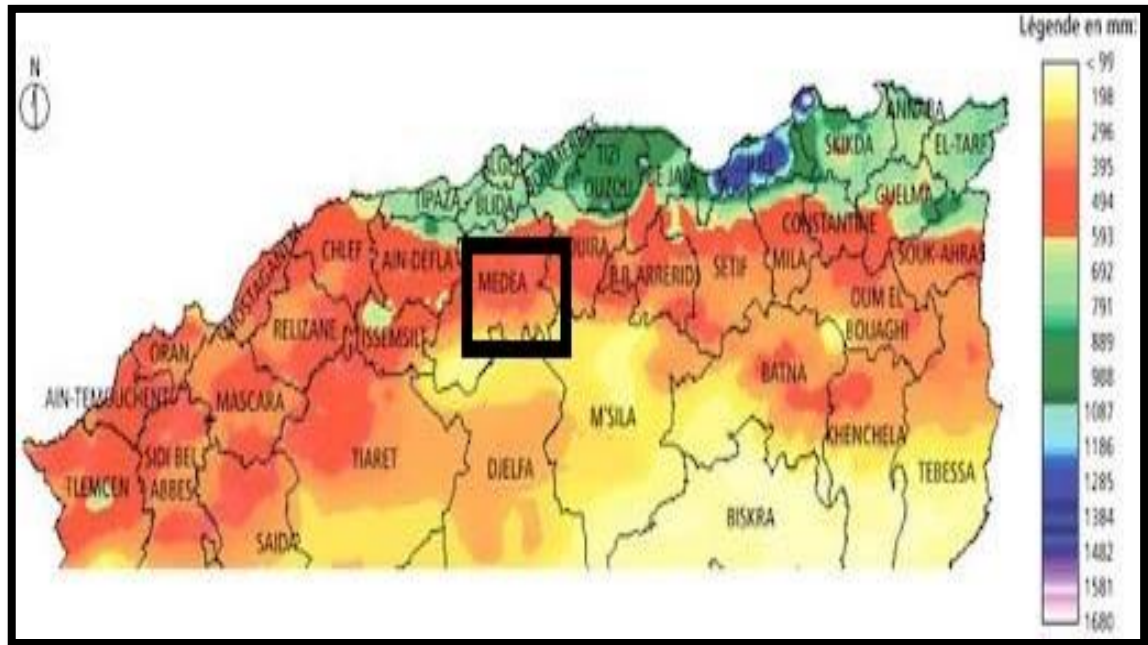


Figure II- 2: carte de répartition des précipitations de la campagne agricole.

II.5 Géologique et hydrologique

II.5.1 La Géologie régional :

Sur le plan géologique, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont généralement développées dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud.

Le tracé de la wilaya de médèa est représenté par les formations géologiques suivantes:

- **Le Quaternaire** : Constituée essentiellement de remplissage d'alluvions plus ou moins fins dans les lits des oueds.
- **Miocène supérieur marin** : calcaire de grès et d'argile.
- **Miocène inférieur marin** : marnes argileuses grises et d'argile marneuse avec des couches de grès durs et conglomérats rouges.
- **Crétacé supérieur marin** : marins ou lagunaires et calcaire et de marnes.
- **Crétacé moyen** : Il est composé de dépôts marins ou lagunaires, représenté par des alternances de grès carbonatés, d'argiles, de calcaires et de roches argileuses gypsifères.
- **Crétacé inférieur** : Il est composé d'alternance de calcaires dolomitiques, avec des bancs d'argiles et de marnes.

II.5.2 La Géologie locale :

Le site d'étude est occupé par des formations du Crétacé relativement compactes, avec un passage de formation miocène meuble, ce qui provoque facilement le déséquilibre des terrains, en présence d'eaux.

Les formations crétacées sont constituées d'une succession de marne argileuse et grès quartzitiques, elles sont recoupées par un sillon occupé par les dépôts miocènes, ce sillon s'est mis en place sous les effets tectoniques, le Miocène est constitué d'argiles peu conglomératiques, en effet cela va directement en faveur du glissement de terrain, surtout en période pluviale, Figure II.3.



Figure II- 3: Carte géologique de Mèdèa.

II.5.3 Hydrologique et hydrographique :

L'analyse de l'hydrogéologie du terrain a pour objectif d'étudier entre autres les pressions de l'eau interstitielle, la présence des nappes et leur alimentation. Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

L'étude hydrogéologique montre que la profondeur de la nappe phréatique est 1.5m par rapport au terrain naturel.

L'analyse de L'hydrographie est l'étude et la description des cours d'eau et des étendues d'eau (océans, mers, lacs,) qu'on peut observer à la surface de la terre. Le terme désigne aussi l'ensemble des cours d'eau d'une région donnée, organisés en bassins hydrographiques (ou bassin versant).

Les eaux drainées qui alimentent les cours d'eaux sont: Oued Chelif, Oued El Mellah, Oued Chiffa et Oued Harbil, le débit d'eau dans un ravin est de 0.05L/S et dans un autre le débit arrive jusqu'à 0.2L/S.

II.6 Sismicité :

L'étude de la sismicité d'une zone est très importante dans la conception des structures à long terme. Par conséquent, il est nécessaire de se référer aux Règles Sismique Algériennes RPA 99/2003 Edition des Règles Sismique Algériennes pour les Ouvrages d'Art (RPOA) pour formuler des règles. Ces règles sont fonction de l'intensité de l'action sismique dans une région, en tenant compte de la probabilité des séismes dans la zone d'étude. Ces règles divisent le territoire de l'Algérie en cinq (05) zones sismiques. (Figure II.4) suivante :

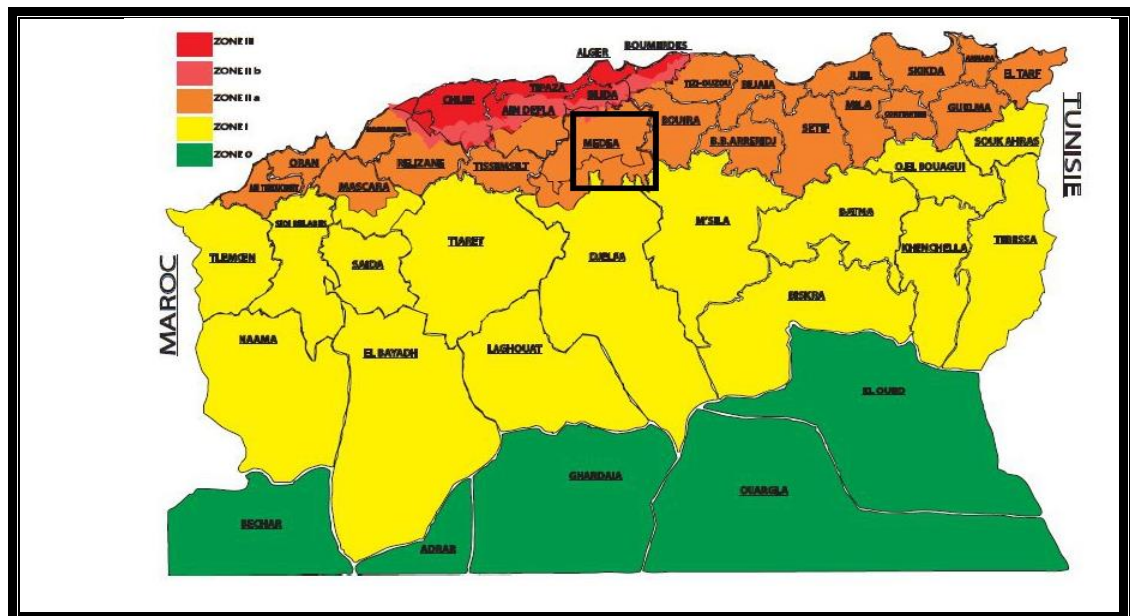


Figure II- 4: Carte de la zone sismique de l'Algérie. [5]

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne
- Zone III : Forte sismicité

Chaque zone sismique a un coefficient d'accélération A spécifique, qui dépend de l'activité sismique de la zone et de la classification de l'ouvrage de recherche. Le tableau II.1 suivant combine les facteurs d'accélération (A) donnés par RPOA :

Tableau II- 1: coefficient d'accélération (A). [5]

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
1	0,15	0,25	0,3	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

D'après le RPOA et la carte de zonage sismique d'Algérie, le contournement de la ville de Médéa appartient au (group 2), et a la Zone **IIb** (sismicité élevée), donc le coefficient d'accélération à prendre en compte est : $A = 0.25$.

II.7 Conclusion :

Après l'analyse géologique, géomorphologique, hydrologique et sismique de notre zone on peut conclure que :

La zone d'étude est montagneuse présentant une altitude élevée et un relief mouvementé dans le coté géomorphologique.

L'étude géologique de la zone d'étude a montré que les terrains sur place présentent des formations géologiques suivantes:

- ✓ Quaternaire : Alluvions récentes et anciennes.
- ✓ Miocène inférieur. : marnes argileuses grises et d'argile marneuse
- ✓ Miocène supérieur : calcaire de grès et d'argile
- ✓ Crétacé supérieur marin : marins ou lagunaires et calcaire et de marnes.
- ✓ Crétacé inférieur : calcaires dolomitiques, avec des bancs d'argiles et de marnes.

L'étude hydrogéologique montre que la profondeur de la nappe phréatique est 1.5m par rapport au terrain naturel.

La wilaya de Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été.

La zone d'étude est classée à zone IIb selon le règlement Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art RPOA.

CHAPITRE III

Synthèse géotechnique

III.1 Introduction :

La reconnaissance géotechnique du site est nécessaire pour l'identification de la nature et caractéristiques du sol, dans le but de l'étude des routes objet de ce mémoire, et la détermination de ces paramètres physiques et mécaniques ce fait à partir des essais in-situ et au laboratoire.

Dans ce chapitre nous allons détailler les différents résultats des essais in situ et au laboratoire et des sites d'emprunt (carrières et gites) sont présentées dans ce qui suit.

III.2 Les essais in situ :

La reconnaissance in situ intervient comme un moyen indispensable permettant de fournir les renseignements sur la nature des différentes couches et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques. Les essais in situ réalisées durant la campagne de reconnaissance sont :

- Les puits de reconnaissance;
- Les sondages carottés;
- Les essais préssiométrique.

III.2.1 Puits de reconnaissance :

D'après les observations sur le site (PK 20+895 à PK 22+370) de (3) puits de reconnaissance, les résultats dans le tableau III.1 suivant :

Tableau III- 1: Récapitulatif des résultats des puits de reconnaissances.[9]

N ^o de couche	Profondeur (m)	Nature du sol	statut	Description
1	2.0-8.0	Remblai artificiel	Moyennement dense	Gravier et galet, en contenant les argiles, venant de remblai de RN01 et canal.
2	2.0-10.0	Argiles très plastiques	dure	Y compris une quantité importante des blocs, et mélanger les roches de marne altéré.
3	3.5-10.0	Argile peu plastique	ferme	Homogène, humide, en contenant les sable moyens et grossiers.

➤ **Interprétation:**

Les coupes lithologiques établies à partir des puits de reconnaissance effectués dans le tronçon, permettent de distinguer les formations suivantes :

- **Remblai artificiel**

- **Argiles très plastiques**

- **Argiles peu plastiques**

III.2.2 Sondages carottés :

Les sondages permettent de reconnaître les formations des couches par extraction des échantillons intacts servant à l'identification visuelle des sols et à l'étude de leur propriété mécanique.

Les résultats de trois sondages carottés sont présentés dans le Tableau III.2 suivant :

Tableau III- 2: lithologie du sol pour chaque sondage carotté.[9]

N° sondage	Profondeur (m)	Nature du sol
SC02	4.7-4.9	Argile très plastique
	9.8-10	Argile peu plastique
	14.9-15.1	Argile peu plastique
SC03	1.4-2.3	Argile peu plastique
	3-3.6	Argile très plastique
	4.5-5.1	Argile très plastique
	6-6.60	Argile très plastique
	9.6-10.2	Argile peu plastique
	12-12.3	Argile très plastique
SC04	1.4-2	Argile peu plastique
	3-3.6	Argile très plastique
	4.5-5.10	Argile très plastique
	6-6.90	Argile peu plastique

➤ **Interprétation:**

Les coupes lithologiques établies à partir des sondages carottés effectués dans le tronçon, permettent de distinguer les formations suivantes :

- Argile très plastique

- Argile peu plastique

III.2.3 Sondages pressiométriques (PMT):

Les valeurs de pressions limites et modules pressiométriques sont inséré dans le tableau III.3 suivant:

Tableau III- 3: résultats de l'essai pressiométrique (PMT).[9]

Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Donnée essais			Etat du sol
		PI(MPa)	Em(MPa)	Em/PI	
2	At	0.396	4.956	12.51	Argiles légèrement surconsolidées
3	At	0.428	3.769	8.80	Argiles normalement consolidées
4	At	0.395	1.879	4.75	Argiles remaniées ou triturées
5	At	0.370	1.410	3.81	Argiles remaniées ou triturées
6	At	0.594	19.427	32.70	Argiles fortement surconsolidées
7	At	0.811	19.345	23.85	Argiles fortement surconsolidées
9	At	0.941	17.102	18.17	Argiles fortement surconsolidées
11	At	1.350	26.611	19.71	Argiles fortement surconsolidées
14	At	1.293	26.611	20.58	Argiles fortement surconsolidées
16	At	1.711	40.414	23.62	Argiles fortement surconsolidées
18	RM	1.768	33.218	18.78	Argiles fortement surconsolidées
20	RM	1.912	53.360	27.90	Argiles fortement surconsolidées
22	RM	3.342	66.702	19.95	Argiles fortement surconsolidées
24	RM	4.770	4.410	24.09	Argiles fortement surconsolidées

➤ **Interprétation :**

Les valeurs de la pression limite P_l varient entre (0.395-4.770) MPa, et les valeurs du module pressiométrique varie entre (2 et 115) MPa et le rapport E_m/P_l classe les sols comme étant en des **Argiles légèrement surconsolidées** et des **Argiles remaniées ou triturées**, **Argiles remaniées ou triturées** et des **Argiles fortement surconsolidées**, (voir annexe A, tableau A.1).

III.3 Les essais de laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et Mécanique du sol en vue d'estimer son état naturel. Les échantillons prélevés à partir (puits de reconnaissance, sondage carotté...) ont été acheminés au laboratoire en vue de subir les essais suivants :

III.3.1 Essais d'identification

Il est habituel de caractériser les sols à l'aide d'essais relativement simples. Ils nous permettent de déterminer la nature du sol, sa structure et ses propriétés physico-chimiques, Ces essais sont:

- ❖ Les densités
- ❖ Teneur en eau et degré de saturation ;
- ❖ Analyses granulométriques ;
- ❖ Limites d'Atterberg ;
- ❖ Essai de cisaillement.

III.3.1.1 Les densités

Les résultats sont présentés dans le tableau III.4 suivant :

Tableau III- 4: Qualificatif du sol en fonction des densités.[9]

N° sondage	Profondeur (m)	γ_d (kn/m ³)	γ_h (kn/m ³)
SC02	4.7-4.9	14.1	18.47
	9.8-10	17.5	20.75
	14.9-15.1	16.9	20.26
SC03	1.4-2.3	16.4	20.02
	3-3.6	16.5	20.06
	4.5-5.1	16.4	20.33
	6-6.60	15.8	20.46
	9.6-10.2	17.2	20.51
	12-12.3	16.4	20.15
SC04	1.4-2	17.3	20.66
	3-3.6	16.2	19.86
	4.5-5.10	17	20.51
	6-6.90	17.7	20.54

➤ Interprétation

Les valeurs de la densité sèche « γ_d » obtenues varient entre (16.2-17.7) KN/m³, traduisant un sol dans un état **dense**.

Pour les profondeurs (4.7-4.9) m, (6-6.60) m, les valeurs de γ_d varient entre (14.1 et 15.8) KN/m³, traduisant un sol dans un état **peu denses** (voir annexe A, tableau A.2).

III.3.1.2 Teneur en eau et degré de saturation

Les résultats sont présentés dans le tableau III.5 suivant :

Tableau III- 5: Teneur en eau et degré de saturation.[9]

N° sondage	Profondeur (m)	W (%)	Sr(%)
SC02	4.7-4.9	31	91.71
	9.8-10	18.6	92.53
	14.9-15.1	19.9	90.04
SC03	1.4-2.3	22.1	92.46
	3-3.6	21.6	91.91
	4.5-5.1	24	100
	6-6.60	29.5	100
	9.6-10.2	19.3	91.46
	12-12.3	22.9	95.81
SC04	1.4-2	19.4	93.71
	3-3.6	22.6	91.86
	4.5-5.10	20.7	95.39
	6-6.90	16.1	82.98

➤ **Interprétation**

Les valeurs de degrés de saturation (Sr) correspondant varient entre 82.98% et 100 %, ce qui indique dans un état **saturé**. (Voir annexe A, tableau A.3).

III.3.1.3 Analyses granulométrique:

Pour le site étudié (13) essais d'analyses granulométriques ont été réalisés, dont les résultats présentés dans le tableau III.6 suivant :

Tableau III- 6: résultats de l'analyse granulométrique.[9]

N° Sondages	Profondeurs (m)	% des passants < 2mm	% des passants < 80 μ	% des passants < 2 μ
SC02 PK21+059D67m	1.6-1.8	100	96.7	78.5
	3.1-3.3	100	96.6	81.6
	4.7-4.9	100	98.1	83.7
	9.8-10	100	94.5	-
	18.8-19	100	95.4	-
SC03 PK21+059D32m	1.4-2.3	100	95.5	-
	4.5-5.1	100	97.1	-
	7.6-8.2	59.8	50.7	40.3
	12-12.3	100	97.5	-
	16-16.3	100	95.2	-
SC04 PK21+055G10m	1.4-2	100	96.9	-
	4.5-5.1	100	95.6	-
	6-6.9	100	95.8	-

➤ **Interprétation**

Les résultats de l'analyse granulométrique, montrent que les sols constituant le terrain étudié sont classés comme sols **fins**, tamisât à 80 μ m [50.7-98.1] % >35%, selon la classification GTR.

III.3.1.4 Limite d'Atterberg :

Les résultats présentés dans le tableau III.7 suivant :

Tableau III- 7: résultats de l'analyse Limite d'Atterberg.[9]

N° sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau limite			
		W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	I _C
SC02	1.6-1.8	57.0	24.7	32.3	-
	3.1-3.3	55.8	24.5	31.3	-
	4.7-4.9	59.3	24.7	34.6	0.82
	9.8-10	45.9	20.9	25.9	1.07
	18.8-19	46.0	18.2	27.8	1.03
SC03	1.4-2.3	57.0	21.0	36.1	0.97
	4.5-5.1	50.5	22.6	28.0	0.95
	6-6.6	51.6	21.1	30.6	0.72
	7.6-8.2	43.5	18.2	25.3	0.97
	9.6-10.2	45.8	19.4	26.4	1.00
	12-12.3	51.2	22.9	28.2	1.00
	16-16.3	44.3	18.7	25.6	1.00
SC04	1.4-2	47.9	18.8	29.1	0.98
	4.5-5.1	55.6	19.5	36.2	0.97
	6-6.9	39.5	18.7	25.8	1.13

➤ Interprétation

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés, ont donné des indices de plasticité « I_P » variables entre 25.3% et 36.2%, les valeurs de plasticité « I_P » obtenu montrent que le sol est **plastique**. (Voir Annexe A, figure A.4).

III.3.2 Essais mécaniques :

III.3.2.1 Essais de compressibilité à l'odomètre :

Les résultats des essais de compressibilité à l'odomètre se résument comme suit :

Tableau III- 8: résultats de l'essai de compression à l'odomètre.[9]

N° Sondages	Profondeurs (m)	P _C (kPa)	C _C (%)	C _g (%)
SC04	1.40-2	180	16.4	4.5
	4.5-5.1	100	14.1	4.8

➤ **Interprétation:**

Les résultats obtenus, ont donnés les valeurs de coefficient de compressibilité C_C varie de 16.4 à 14.1%, classant le sol comme étant un sol **peu compressible a moyennement compressible**. (Voir annexe A, tableau A.6).

Pour la valeur du coefficient de gonflement (C_g), elle varie de 4.5 à 4.8 %, classant le sol comme étant un sol **gonflant**. (Voir annexe A, tableau A.7).

III.3.2.2 Essai de cisaillement à la boîte de « CASAGRANDE »

Dans toute étude géotechnique, on doit déterminer les caractéristiques de cisaillement (C , ϕ), les résultats obtenus sont dans le tableau III.9 suivant :

Tableau III- 9: résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.[9]

N° Sondages	Profondeurs (m)	C (KPa)	ϕ°
SC02	4.7-4.9	46	9.2
	9.8-10	61	25
	14.9-15.1	89	19.6
SC03	1.4-2.3	87	11.05
	3-3.6	-	-
	4.5-4.1	40	9.56
	6-6.60	-	-
	9.6-10.2	-	-
	12-12.3	80	10.62
SC04	1.4-1.2	82	27.2
	3-3.60	-	-
	4.50-5.10	86	21.2
	6-6.90	-	-

➤ **Interprétation:**

Les résultats obtenus des essais effectués donnent les valeurs de la cohésion non drainé du sol (C_u) sèche varient entre (40-89) KPa, classant les sols comme étant des sols **plastique à ferme**, (Voir annexe A, tableau A.8).

III.3.2.3 Les caractéristiques de gonflement du sol :

Les résultats obtenus des caractéristiques de gonflement du sol effectué sur le SC02 sont regroupés dans le tableau III.10 suivant :

Tableau III- 10: les caractéristiques de gonflement du sol.[9]

N° Sondages	Profondeurs (m)	Rapport de gonflement $R_g 10^{-2}$	Action de gonflement δg
SC02	4.7-4.9	1.72	250
	9.8-10	5.34	325

➤ **Interprétation:**

D'après les résultats obtenus des essais de gonflement du sol, pour la profondeur (4.7-4.9) m classant le sol comme étant un sol **gonflement moyen** et pour la profondeur (9.8-10) m classant le sol comme étant un sol **gonflement fort**.

III.4 Classifications des sols des sondages carottés selon le GTR :

III.4.1 Classification de Sondage SC02 :

La classification des sols selon GTR sont présenté dans le tableau suivant :

❖ **Profondeur [4.70-4.90] m**

Tableau III- 11: exemple de classification de l'état hydrique.[9]

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique	
Paramètre de nature premier niveau de classification	Classe	Paramètre de nature deuxième niveaux de classification	Sous classe selon la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état
Tamisé à 80 μm = 98.1 > 35%	A Sol fins	25 < I_p ≤ 40 25 < 34.6 ≤ 40	A3	0.8 ≤ I_c < 1 0.8 ≤ 0.82 < 1	A3h

Les matériaux susceptibles d'être utilisés en remblai et couche de forme sont classés selon le Guide des Terrassements Routiers (GTR –SETRA/LCPC-Fascicule I et II Sept.1992). Les sols sont classés dans le tableau III.12 :

Tableau III- 12: Classification des sols des SC02 SC03 et SC04 selon le GTR.[9]

N° sondage	Profondeurs (m)	Classement selon la nature.		Classement selon l'état hydrique.
		Classe	Sous classe	Sous classe fonction de l'état.
SC02	1.60-1.80	A	A3	A3
	3.10-3.30	A	A3	A3
	4.70-4.90	A	A3	A3h
	9.80-10.00	A	A3	A3m
	14.90-15.10	A	A3	A3m
	18.80-19	A	A3	A3m
SC03	1.40-2.30	A	A3	A3h
	3.00-3.60	A	A3	A3h
	4.50-5.10	A	A3	A3h
	6.00-6.60	A	A3	A3th
	7.60-8.20	A	A3	A3h
	9.60-10.20	A	A3	A3m
	12.00-12.30	A	A3	A3m
	14.00-14.30	A	A3	A3m
	16.00-16.30	A	A3	A3m
SC04	1.40-2.00	A	A3	A3h
	3.00-3.60	A	A3	A3h
	4.50-5.10	A	A3	A3h
	6.00-6.90	A	A2	A2m

III.5 Terrassements :

Les terrassements constituent les travaux de préparation de l'infrastructure des ouvrages de génie civil.

- **Déblais :**

Dans le tronçon étudié, la section de déblai supérieur à 10 m de hauteur est citée dans le tableau III.13 suivant :

Tableau III- 13: hauteurs de déblais supérieurs à 10m.[9]

PK	Hauteur maximale (m)
21+370	17.17

III.5.1 Volumes des terrassements :

Les volumes des Remblais et déblais présentés dans le tableau III.14 suivant :

Tableau III- 14: volumes de déblais et de Remblai.[9]

Désignation	Volume total (m3)
Déblais	326146
PST	71050
couche de forme	40040
Remblai	496527

III.5.2 Carrières et gites des matériaux meubles :

L'utilisation des matériaux naturels prend de plus en plus d'intérêt dans le monde, Avec le développement technologique et par leurs diversités, les géomatériaux ont servis plusieurs domaines d'application, notamment les travaux publique, l'archéologie, la constructionetc.

Dans les travaux routiers en particulier, l'utilisation des géomatériaux recel une grande importance. La nécessité de recourir à leur utilisation en l'état et sans traitement était auparavant et reste toujours l'option la mieux adaptée économiquement.

Les ingénieurs et les professionnels des travaux routiers et autoroutiers cherchent toujours des matériaux naturels utilisables en l'état, et le plus près possible du chantier

III.5.2.1 Gites d'emprunts:

Les gites d'emprunts à partir desquels on a prélevé les matériaux sont les suivant :

- ✓ **Gite de TAMUSGUIDA:** cette carrière est située à 17 km environ du côté droit du PK14.

- ❖ **Analyse granulométrique:**

Les résultats présentés dans le tableau III.15 suivant :

Tableau III- 15: les résultats de granulométrie de gite de TAMUSGUIDA.[10]

Puit	Profondeur (m)	Dmax mm	Granularité % Tamisâ		Equivalent de sable
			0.2mm	0.08mm	
PU1	2.00-2.50	63	30	15	10

- **Interprétation:**

Les résultats de l'analyse granulométrique, montrent que les sols constituant le terrain étudié sont classés comme sols comportement des fins et des gros éléments, tamisât à 80 µm 15 % > 12% et Dmax = 63 mm > 50mm, selon la classification GTR.

- ❖ **Limites d'Atterberg:**

Les résultats présentés dans le tableau III.16 suivant :

Tableau III- 16: Résultat des limites d'Atterberg des gites de TAMUSGUIDA.[10]

Puit	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg Granularité %		
		wl%	wp%	Ip %
PU1	2.00-2.50	29.55	19.61	9.94

- **Interprétation:**

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés, ont donné des indices de plasticité « IP » égale 9.94 %, la valeur de plasticité « IP » obtenu montrent que le sol est **non plastique**, (Voir Annexe A, figure A.4).

❖ **Essai Proctor modifié et CBR :**

Les résultats présentés dans le tableau III.17 suivant :

Tableau III- 17: Résultats de l'essai Proctor et CBR des gites de TAMUSGUIDA.[10]

Puits N°		P1
Profondeur (m)		2.00-2.50
VBS		0.14
Proctor Modifié	$\gamma_{opm}(t/m^3)$	2.21
	ΩOPM (%)	6.18
CBR	Indice CBR	5.62
	Classe de portance	S3

➤ **Interprétation:**

La valeur de la teneur en eau égale 2.21, Pour l'essai CBR après imbibitions de 4 jours, on remarque que les indices CBR au niveau d'un puit de reconnaissance P1 > 5, donc le sol est de **mauvaise portance**, (voir annexe A, Tableau A.9).

III.5.3 Classifications des sols des gites :

Les matériaux rencontrés au niveau des gites prélevés du puit PU1 représente dans le tableau III.18 suivant :

Tableau III- 18: Classification selon la nature.[10]

Classement selon la nature			
Paramètre de nature premier niveau de classification	Classe	Paramètre de nature deuxième niveaux de classification	Sous classe selon la nature
$D_{max} = 63mm \geq 50mm$	C sols comportement des fins et des gros éléments	$0/50 \leq 60 \text{ à } 80$	C_2B_i

III.6 Conclusion :

Cette aperçue géotechnique montre les résultats finaux de l'étude de sol pour le site, grâce à l'analyse effectuée sur le site, nous obtenons une vue complète de ce qui se trouve dans les couches du sol, ce qui a été clarifié grâce aux études menées en laboratoire, qui nous permis d'identifier les couches suivant: des argiles **peu plastique** et **très plastique** ; Selon la classification GTR, ils appartiennent à la classe A (sols fins) ; Le volume total des matériaux est 111090 m³, La zone d'emprunt porte des sols classée C₁B_i.

CHAPITRE IV

Dimensionnement du Corps de chaussée par les méthodes CTTP ET CBR

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons détailler le dimensionnement du corps de chaussée on va utiliser deux méthodes qui sont: méthode dite CBR et la méthode du catalogue des chaussées neuves « CTTP ».

IV.2 Dimensionnement de corps de chaussée

IV.2.1 Méthode (CTTP) :

Les données du projet :

- ✓ Trafic journalier à l’année comptage (2014), **TJMA₂₀₁₄=15400**
v/j/2sens
- ✓ Le taux d’accroissement annuel du trafic **4%**
- ✓ Le pourcentage de poids lourds **PL=22%**
- ✓ La durée de vie **20ans**
- ✓ Indice CBR **5.62**

A. Le trafic :

A.1 la classe de trafic TPLi :

$$TPLi_{2021} = TJMA_{2014} \times 0.9 \times PL (1 + i)^n = 7700 \times 0.22 \times (1 + 0.04)^7 \times 0.9$$

$$TPLi_{2021} = 2006 \text{ PL/j/sens}$$

D’après le catalogue de dimensionnement de chaussée neuve, notre trafic est de classe **TPL6**.

$$1500 < 2006 < 3000 \text{ alors Classe TPL6}$$

Voir le tableau IV.1 ci-dessous :

Tableau IV- 1: Classe du trafic.

TPLi	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6	TPL7
PL/j/sens Pour (RP1)	150-300	300-600	600-1500	1500-3000	3000-6000

A.2 Le trafic cumulé des poids lourd (TCi)

Le trafic cumulé pour une période de 20 ans est donné dans ce qui suit :

$$TCi = TPLI \times 365 \times \frac{(1 + i)^n - 1}{i} = 2006 \times 365 \times \frac{(1 + 0.04)^{20} - 1}{0.04}$$

$$TCi = 21.80 \times 10^6 \text{ PL/j/sens}$$

A.3 Le trafic cumulé équivalent TCEi :

D'après le tableau IV.2 ci-dessous on trouve un coefficient d'agressivité **A=0.6**

Tableau IV- 2: Valeur de coefficient d'agressivité A. [2]

Niveau de réseau principal	Type des matériaux et structure	Valeur de A
RP 1	Chaussée a matériaux traité au bitume GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AG	0.6
	Chaussée à matériaux traité au liant hydraulique GL/GL	1

Le trafic cumulé équivalente est donné par :

$$TCEi = Tci_{2041} \times A = 21.80 \times 10^6 \times 0.6$$

$$TCEi = 13.08 \times 10^6 \text{ essieu 13t/ durée vie.}$$

B. Le type de réseau :

D’après le catalogue on a la classification dans le tableau IV.3 suivant :

Tableau IV- 3: Type de réseau.

Réseau principal	Trafic (véhicules/jour)
RP1	>1500
RP2	<1500

TJMA=15400 v/j > 1500 v/j Donc le réseau principal est de niveau 1 (RP1).

❖ **La structure type du corps de chaussée par niveau de réseau principal :**

Le Tableau IV.4 ci-dessous synthétise l’éventail des structures types disponibles dans le dimensionnement.

Tableau IV- 4: Structure disponible dans le catalogue. [1]

Niveau de réseau principal (RPI)	Matériaux types	Structures
RP 1	MTB (matériaux traités au bitume)	GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AG
	MTLH (matériaux traités aux liants hydrauliques)	GL/GL/BCg/GC
RP 2	MNT (matériaux non traités)	GNT/GNT, TUF/TUF AG/AG, SG/SG
	MTB (matériaux traités au bitume)	SB/SG

D’après le tableau IV.4, on a choisi la structure de type : **GB/GB** selon la nature des matériaux disponible.

C. La portance du sol support de chaussée :

Le sol doit être classé selon la valeur de l'indice de CBR, donc les classes de portance de sols sont regroupées dans le tableau IV.5 suivant :

Tableau IV- 5: classes de portance des sols.

Portance (Si)	CBR	Interprétation
S4	<5	Très mauvaise portance
S3	5-10	Mauvaise portance
S2	10-25	Portance moyenne
S1	25-40	Bonne portance
S0	>40	Très bonne portance

La valeur de l'indice CBR est égale à 5.62. Cette valeur est comprise entre (5-10) classe le sol comme étant un sol de **Mauvaise portance**.

Le tableau 4.7 suivant regroupe les classes de portance des sols par ordre de S4 à S0. Cette classification sera également utilisée pour les sol-supports de chaussée.

$$E \text{ (MPa)} = 5 \times \text{ICBR}$$

Tableau IV- 6: Classes de portance des sols supports.

Classe de sols-Supports	S4	S3	S2	S1	S0
Module (MPa)	15-25	25-50	50-125	125-200	> 200

$$E \text{ (MPa)} = 5 \times \text{ICBR}$$

$$E \text{ (MPa)} = 5.62 \times 5 = 28.1 \text{ MPa}$$

La valeur du module de déformation est comprise entre 25 à 50 donc le Sol support de classe : **S3**.

D. La zone climatique :

Notre projet se situe dans la willaya de Mèdèa, et selon le catalogue Algérien de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP, 2001) cette région est classée dans la zone climatique « II », avec une pluviométrie qui varie entre 350 et 600 (mm/an).

Les différentes zones climatiques de l'Algérie sont mentionnées dans le Tableau IV.7.

Tableau IV- 7: zone climatique de Pluviométrie.

Zone climatique	Pluviométrie (mm/an)	Climat	Région
I	600	Très humide	Nord
II	350-600	Humide	Nord, hautes plateaux
III	100-350	Semi-aride	Hautes plateaux
IV	<100	Aride	Sud

E. La température équivalente :

Les valeurs de température équivalentes retenues pour le calcul du dimensionnement sont données dans le Tableau IV.8 ci-dessous :

Tableau IV- 8: Choix des températures équivalents.

Températures équivalentes (Θéd) en (C °)	Zones climatiques		
	I/II	III	IV
	20	25	30

D'après le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves la zone climatique de notre projet et de zone II donc on trouve : **Teq=20°c.**

F. La durée de vie:

Les matériaux choisis dans notre cas sont du type **GB/GB** préférant une durée de vie par référence au tableau IV.9 suivant de **20 ans.**

Tableau IV- 9: durée de vie adoptée.

Niveau de réseau principal (RP)	Matériaux types	Structures	Durée de vie (années)
RP1	MTB (matériaux traité au bitume)	GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AB	20
	MTLH (matériaux traités aux liants hydrauliques)	GL/GL, Bcg/GC	20
RP2	MNT (matériaux non traités)	GNT/GNT, TUF/TUF, AG/AG ;SG/SG	15
	MTB (matériaux traités au bitume)	SB/SG	15

G. Risque de calcul :

Tableau IV- 10: Risques adoptés pour réseau RP1.

Risque	Classe de trafic (TPLi)	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6	TPL7
	GB/GB, GB/GNT	20	15	10	5	2
GL/GL	15	10	5	2	2	
BCg/GC	12	10	5	2	2	

On a:

La classe de trafic TPL6, la structure type GB/GB $\rightarrow r = 5\%$.

I. Sur classement du sol support de chaussée pour le choix de la structure de chaussée :

Le Tableau IV.11 donnent des indications permettant de guider le choix de la couche de forme à réaliser.

Tableau IV- 11: Sur classement avec couche de forme en matériaux non traité.

Classe portance du sol terrassé (Si)	Matériaux de couche de forme (C.F)	Épaisseur de couche de forme (C.F)	Classe portance du sol support visée (Sj)
<S4	Matériaux non traités	50cm (en 2couches)	S3
S4	Matériaux non traités	35cm	S3
S4	Matériaux non traités	60cm (en 2couches)	S2
S3	Matériaux non traités	40cm (en 2couches)	S2
S3	Matériaux non traités	40cm (en 2couches)	S1

On est dans un cas où la portance de sol support est faible (S3) pour le corps de chaussée (RP1), le recours à une couche de forme devient nécessaire pour permettre la réalisation des couches de chaussées dans des conditions acceptables.

Dans ce cas le CTTP prévoit un sur classement du sol support en réalisant une couche de forme de 40cm d'épaisseur (en deux couches) en matériaux non traité. Alors la classe devient (S2).

Choix de la structure :

- ✓ Le réseau principal « **RP1** » La portance du sol « **S2** »
- ✓ La zone climatique « **II** » La classe de trafic « **TPL6** »
- ✓ La durée de vie de « **20 ans** » Taux d'accroissement moyen «

Avec toutes ces données, le catalogue de dimensionnement de corps de chaussée (fascicule 3) propose la structure suivante :

6 BB + 12 GB + 13 GB + 40 Tuf

Couche de roulement	BB 6 cm
Couche de base	GB 12cm
Couche de fondation	GB 13 cm
Couche de forme	TUF 20 cm
	TUF 20 cm

Figure IV- 1: Structure de chassée (CTTP).

IV.2.2 La Méthode « CBR » :

L'épaisseur équivalente du corps de chaussée est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{100 + \sqrt{P}(75 + 50\text{Log}(\frac{N}{10}))}{ICBR + 5}$$

Les étapes à suivre pour la détermination de l'épaisseur équivalente sont données dans ce qui suit :

1. Le trafic de l'année de mise en service 2021 :

$$TJMA_{2021} = TJMA_{2014} \times (1 + i)^n = 7700 \times (1 + 0.04)^7$$

$$\text{Donc : } TJMA_{2021} = 10133 \text{ v/j/sens.}$$

2. Le trafic à l'année horizon c'est à dire à 20^{ème} année d'exploitation avec n=20ans et i=4% :

$$TJMA_{2041} = TJMA_{2021} \times (1 + i)^n = 10133 \times (1 + 0.04)^{20}$$

$$TJMA_{2041} = 22203 \text{ V/j/sens}$$

3. Le Trafic des poids lourd par jour par sens à l'année (2041) pour une durée de vie de 20 ans. Est calculé par la formule suivante :

$$N = TJMA_{2041} \times PL\% = 22203 \times 0.22$$

$$N = 4885 \text{ pl/j/sens}$$

Alors l'épaisseur équivalente est égale à:

$$e = \frac{100 + \sqrt{6.5}(75 + 50\text{Log}(\frac{4885}{10}))}{5.62 + 5}$$

Donc : e = 61 cm

Les résultats obtenus par la méthode **CBR** sont regroupés comme suit :

- ✓ TjMA₂₀₄₁ « 22203 v/j/sens »
- ✓ N « 4885 PL/j/sens »
- ✓ Eeq « 61 cm »

On utilise le coefficient d'équivalence de chaque matériau en utilisant la formule ci-après :

$$E_{\text{totale}} = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3$$

On va utiliser les matériaux suivant dans le corps de chaussée :

- ✓ Couche de roulement (béton bitumineux) avec : a₁ = 2
- ✓ Couche de base (Grave bitume) avec : a₂ = 1.5
- ✓ Couche de fondation (GNT) avec: a₃=1

Tableau IV- 12: Représente la construction de la chaussée.

Nom de la couche	Epaisseur de la couche	Coefficients d'équivalences des matériaux
Roulement BB	8	2
Base GB	20	1.5
Fondation GNT	e ₃	1

Pour calcul des épaisseurs, on fixe deux dans les marges suivantes et on déduit la dernière :

$$e_3 = \frac{E_{\text{eq}} - (e_1 \times a_1 + e_2 \times a_2)}{a_3}$$

$$e_3 = \frac{61 - (8 \times 2 + 20 \times 1.5)}{1}$$

Donc : e₃ = 15 cm

Les résultats des épaisseurs équivalentes et les épaisseurs réelles calculées de la structure sont mentionnés dans le tableau IV.13 suivant :

Tableau IV- 13: Tableau représente les épaisseurs calculées.

Couches	Réelles (cm)	ai	e(cm)
BB	8	2	16
GB	20	1.5	30
GNT	15	1	15
Total	43		61

Le dimensionnement de la corp de la chaussée en utilisant la méthode (CBR) donne la structure suivante : **8 BB + 20 GB +15 GNT + Tuf 40 cm**

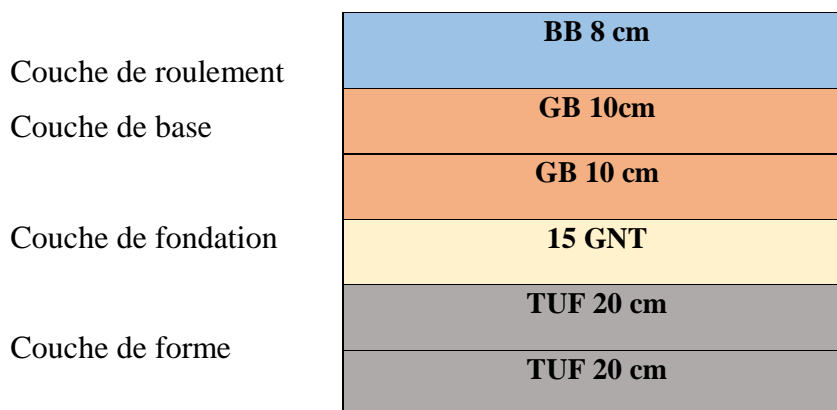


Figure IV- 2: Structure de chassée. (CBR).

IV.2.3 Modélisation des structures type et calcul des déformations :

Pour la vérification de la fatigue des structures on utilise le logiciel Alize III, qui permet de déterminé les dèformations calculés « ϵ_t cal et ϵ_z cal », qui doivent être inférieurs aux valeurs admissibles calculées « ϵ_t , adm et ϵ_z , adm ».

IV.2.3.1 Calcul de la déformation admissible de traction pour les matériaux traités au bitume et de la déformation admissible sur le sol support :

La valeur admissible de traction est donnée par la formule suivante :

Avec:

$\epsilon_6(10^\circ\text{c}, 25\text{Hz})$: déformation limite correspondant à 106 cycles. (Essai de fatigue à 10°C et 25Hz). **kne**: Facteur lié au nombre cumulé d'essieux équivalents supportés par la chaussée.

-k₀: Facteur lié à la température.

-k_r: Facteur lié au risque et aux dispersions.

-k_c: Facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement absorbé sur la chaussée (k_c=1.3).

-b: Pente de la droite de fatigue (b<0) égale à -0,146.

-E(10°c): Module complexe du matériau bitumineux à 10°C.

-E (θeq): Module complexe du matériau bitumineux à la température équivalente qui est fonction de la zone climatique considérée(20°C).

SN: Dispersion sur la loi de fatigue, égale à 0,45.

Sh : Dispersion sur les épaisseurs, égale à 3.

C: Coefficient égal à 0.02.

t: Fractile de la loi normale qui est en fonction du risque adopté (5 %) égale à -1,146.

Tableau IV- 14: valeur de t=f (r%).

r%	2	3	5	7	10	12	15
T	-2.054	-1.881	-1.645	-1.520	-1.282	-1.175	-1.036
r%	20	23	25	30	35	40	50
T	-0.842	-0.739	-0.674	-0.524	-0.385	-0.253	0

Tableau IV- 15: Les résultats du calcul de la déformation admissible de traction par flexion pour la section du contournement « ε_t, adm ».

Paramètres	formules	formules	Résultats
ε₆ (10°C, 25 HZ)	-	-	100 × 10⁻⁶
K_{ne}	$\left(\frac{TCEi}{10^6}\right)^b$	$\left(\frac{13.08 \times 10^6}{10^6}\right)^{-0.146}$	0.687
K_θ	$\sqrt{\frac{E(10^\circ c)}{E(\theta eq)}}$	$\sqrt{\frac{12500}{7000}}$	1.336
K_r	$10^{-tb\delta}$	$10^{-(-1.645 \times 0.146 \times 0.61)}$	1.401
K_c	-	-	1.3
δ	$\sqrt{sn^2 + \left(\frac{c}{b} sh\right)^2}$	$\sqrt{(0.45)^2 + \left(\frac{0.02}{-0.146} \times 3\right)^2}$	0.61

Donc:

$$\epsilon_{t, adm} = \epsilon_6 (10^\circ\text{C}, 25 \text{ Hz}) \times K_{ne} \times K_{\theta} \times K_r \times K_c$$

$$\epsilon_{t, adm} = 100 \times 10^{-6} \times 0.687 \times 1.336 \times 1.401 \times 1.3$$

$$\epsilon_{t, adm} = 167.16 \times 10^{-6}$$

Les performances du matériau bitumineux GB sont données dans le tableau IV.16 suivant:

Tableau IV- 16: Performances mécaniques des matériaux bitumineux.

Matériau	E (20°,10Hz) (MPa)	E (10°,10Hz) (MPa)	E (10°,25Hz)	-1/b	SN	Sh (cm)	Kc
Grave bitume (GB)	7000	12500	100	6.84	0.45	3	1.3

IV.2.3.2 Calcul la déformation admissible (ϵ_z, adm) de sol support :

La valeur admissible est donnée par la relation empirique déduit à partir d'une étude statique de comportement des chaussées algériennes, comme suit:

$$\epsilon(z, adm) = 22x 10^{-3} \times (TCEi)^{-0.235} = 22x 10^{-3} \times (13.08 \times 10^6)^{-0.235}$$

$$\epsilon(z, adm) = 467.75 \times 10^{-6}$$

IV.2.4 Modélisation des structures types utilisant le logiciel ALIZE

❖ Méthode de catalogue CTTP:

Données de dimensionnement :

- ✓ MJA « 2006 PL/j/sens » ;
- ✓ Durée de vie de « 20ans » ;
- ✓ Risque de Calcul «5% » ;
- ✓ Taux d'accroissement moyen «4% » ;
- ✓ Température «20° ».

1ère étape : Remplir les différentes épaisseurs de la structure, les modules, les coefficients de poissons et les conditions d'interfaces.

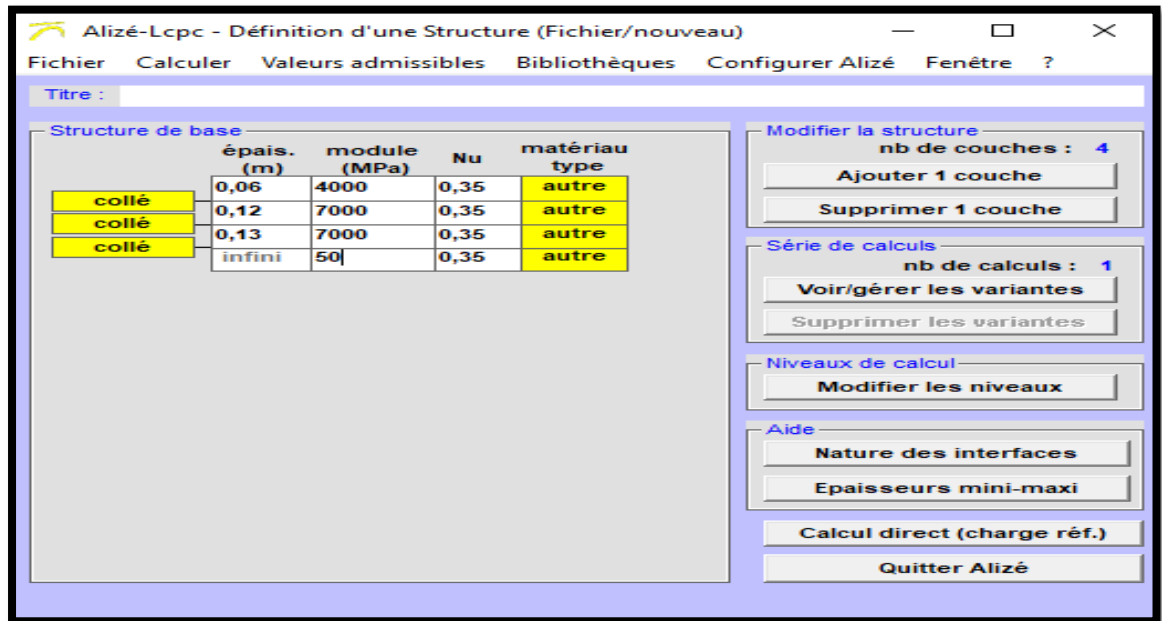


Figure IV- 3: épaisseurs des couches de la structure de chaussée (méthode CTTT).

2ème étape : On introduit toutes les données spéciales de la structure (MJA, taux d'accroissement, durée de vie ainsi les différents caractéristiques des matériaux utilisé).

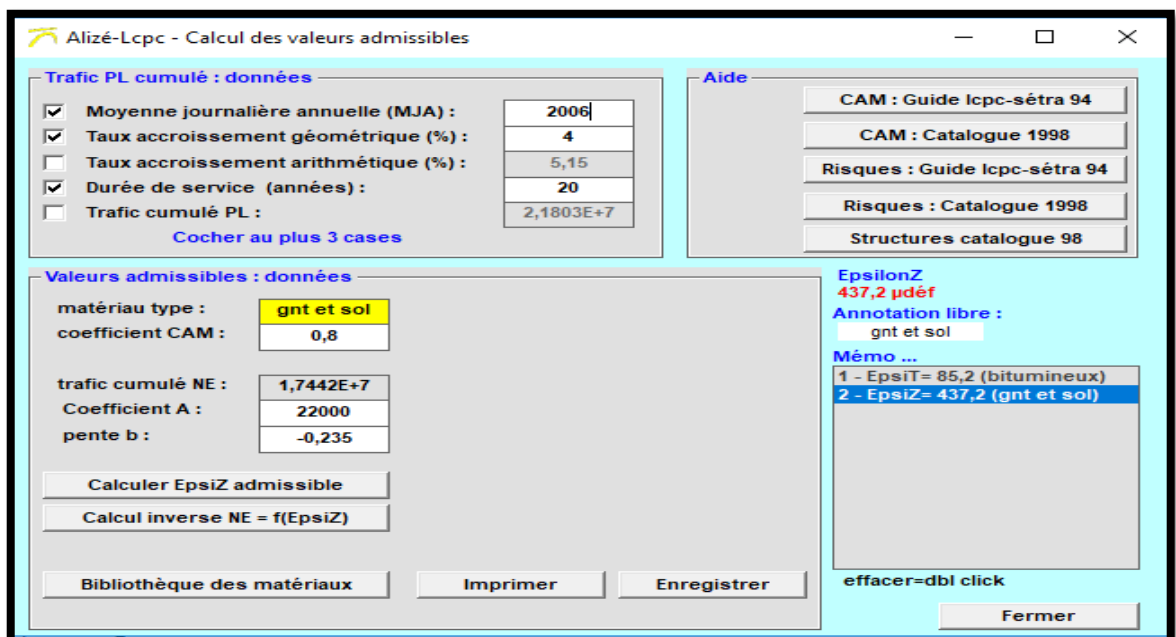


Figure IV- 4: données de la structure déterminée par la méthode CTTT.

3ème étape : l’affichage des valeurs de déformations dans la partie inférieure de la couche de base et du sol support.

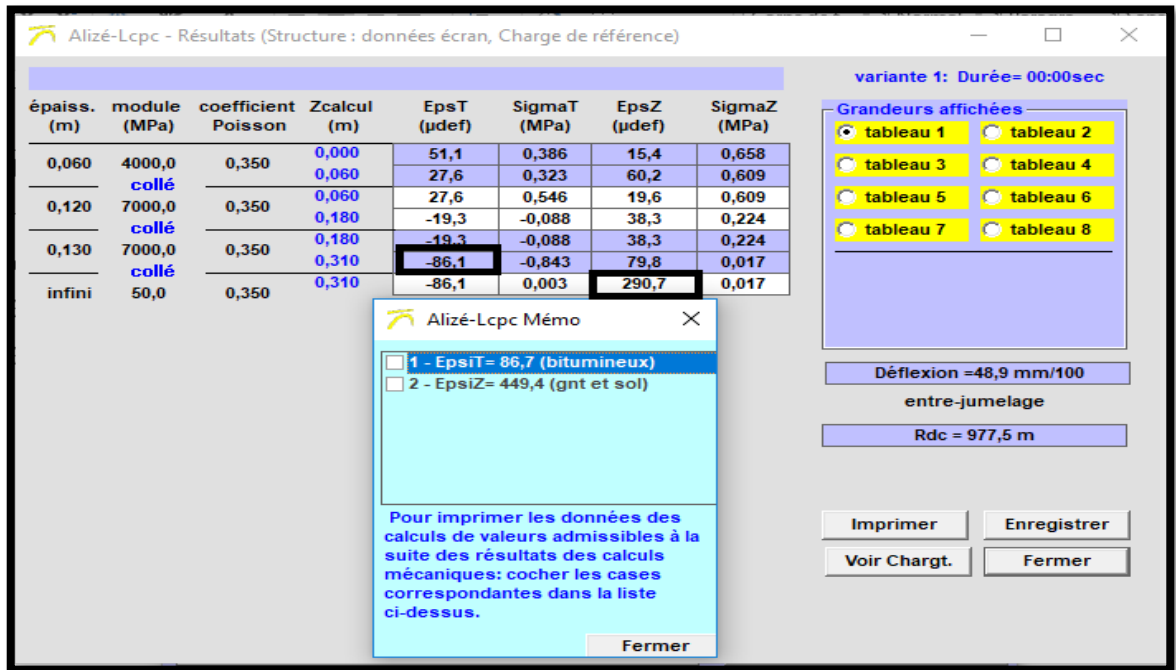


Figure IV- 5: les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode CTPP.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau IV.17 suivant :

Tableau IV- 17: représentations des résultats des déformations admissibles et calculée.

	ϵ_t	ϵ_z
Déformation admissible calculée	167.16×10^{-6}	467.75×10^{-6}
Déformation calculée par Alizé	86.1×10^{-6}	290.7×10^{-6}

$\epsilon_t, \text{adm} = 167.16 \times 10^{-6} > 86.1 \times 10^{-6} \longrightarrow$ condition vérifiée.

$\epsilon_z, \text{adm} = 467.75 \times 10^{-6} > 290.7 \times 10^{-6} \longrightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Méthode de CBR:**

1ere étape : remplir les différentes épaisseurs de la structure, les modules, les coefficients de poissons et les conditions d’interfaces.

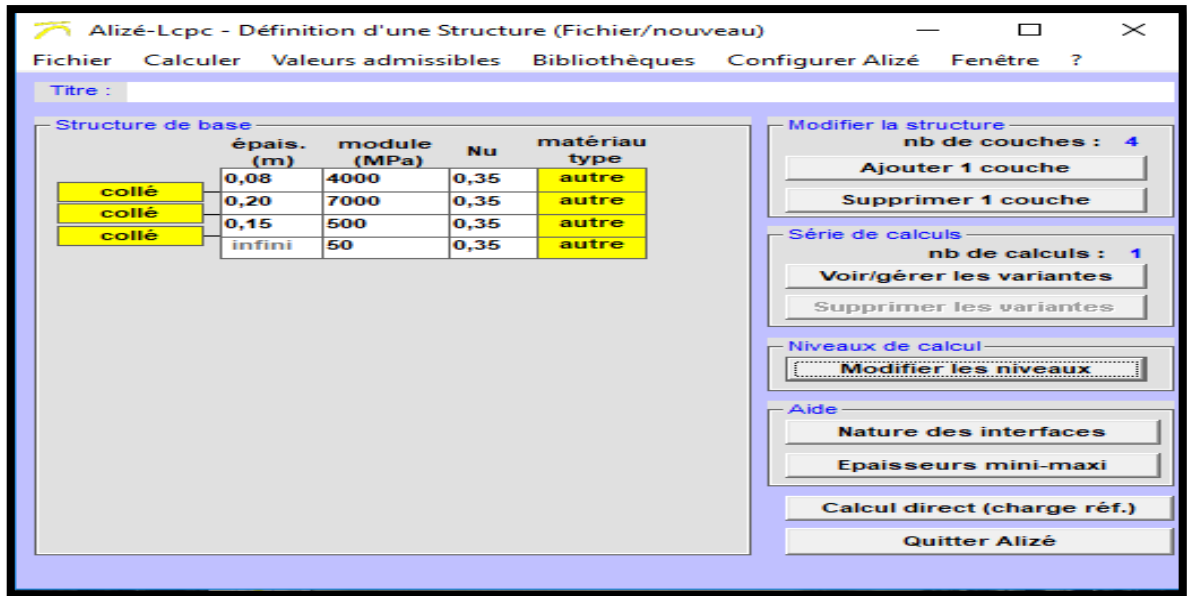


Figure IV- 6: Epaisseurs des couches de la structure de chaussée (méthode CBR).

2ème étape : On introduit toutes les données spéciales de la structure (MJA, taux d'accroissement, durée de vie ainsi les différents caractéristiques des matériaux utilisés).

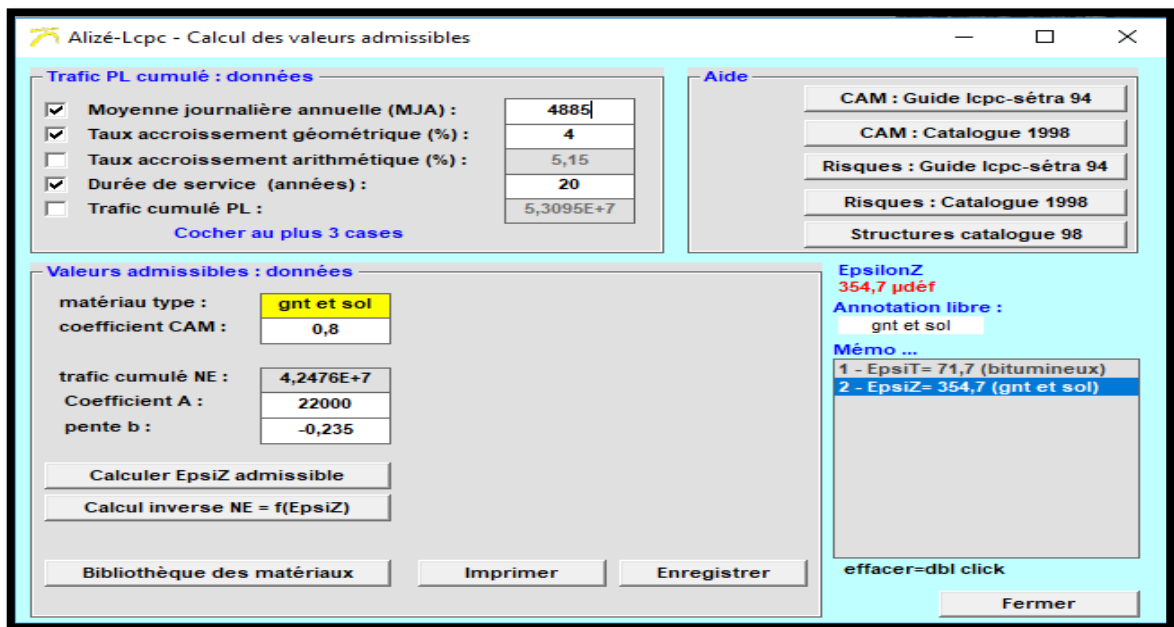


Figure IV- 7: données de la structure déterminée par la méthode CBR.

3eme étape : l'affichage des valeurs de déformations dans la partie inferieur de la couche de base et du sol support.

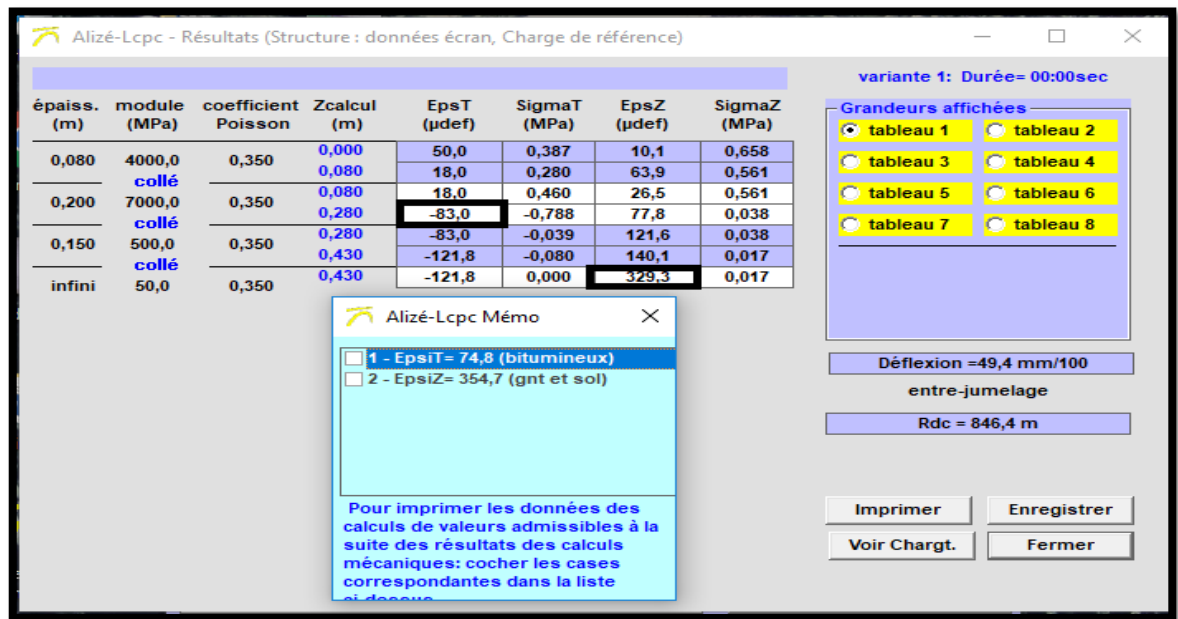


Figure IV- 8: les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode CBR.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau IV.18 suivant :

Tableau IV- 18: représentations des résultats des déformations admissibles et calculée.

	ϵ_t	ϵ_z
Déformation admissible calculée	167.16×10^{-6}	467.75×10^{-6}
Déformation calculée par Alizé	83×10^{-6}	329.3×10^{-6}

$\epsilon_t, adm = 167.16 \times 10^{-6} > 83 \times 10^{-6} \implies$ condition vérifiée.

$\epsilon_z, adm = 467.75 \times 10^{-6} > 329.3 \times 10^{-6} \implies$ condition vérifiée.

IV.3 Conclusion

D'après les méthodes ci-dessus, on remarque que la méthode CTTT, nous donne le corps de chaussée plus économique et tout en sachant que cette méthode reste la plus utilisée en Algérie, donc on choisit les résultats obtenus dans cette dernière pour construire le corps de chaussée de notre projet.

Notre corps de chaussées sera dimensionné comme suite :

Couche de roulement	BB 6 cm
Couche de base	GB 12cm
Couche de fondation	GB 13 cm
	TUF 20 cm
Couche de forme	TUF 20 cm

Figure IV- 9: schémas finals des différentes couches.

Chapitre V

Etude de la stabilité du talus et proposition d'une solution de confortement

V.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons évaluer la stabilité du talus présent dans l'axe de notre projet, et choisir la méthode de confortement à adopter, utilisant le logiciel TALREN V4.

V.2 Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4V) :

Le logiciel TALREN v4 consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($FS \leq 1.5$).

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente selon plusieurs méthodes classiques sur des surfaces de ruptures circulaire et non-circulaire.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrie, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

Après la sélection des méthodes de calcul, le programme demande des informations complémentaires pour exécuter les calculs, ces informations sont introduites dans le menu du programme.

V.2.1 Les avantages de TALREN4

- ❖ Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier.
- ❖ Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements.
- ❖ Assistants et bases de données (coefficient de pondération /sécurité partiels, choix de qs).

V.2.2 Le calcul en talren4

TALREN 4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

- ❖ Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou perturbations;
- ❖ Prise en compte des sollicitations hydriques.
- ❖ Prise en compte des sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique;
- ❖ Chaque inclusion (renforcement) peut travailler en : traction, compression, cisaillement, flexion;

- ❖ Combinaison de différents critères de rupture pour les inclusions et le sol afin d'évaluer l'effort maximal qui peut être mobilisé dans le renforcement (principe du travail maximal).

V.3 Etude de stabilité

V.3.1 Modélisation du talus à l'aide de logiciel TALREN

Le talus est modélisé par des segments reliant des points et chaque point est représenté par ces coordonnées (x, y), ces segments délimitent la couche géotechnique et forment le toit et les caractéristiques géotechniques de chaque couche.

❖ Caractéristiques des sols

Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont extraites des essais de laboratoire, ils sont comme suit :

Tableau V- 1: les caractéristiques géotechniques utilisées dans le calcul de stabilité.

Nature géologique	Épaisseur de chaque couche(m)	γ (KN/m ³)	φ°	C (KPa)	Couleurs des matériaux utilisés
Argiles très plastiques	5.2-6.6	19.50	5	15	
Argiles très plastiques	7.40-10.8	20.50	10	36	
Marne	8.8-11	21.00	22	60	

❖ **Caractéristiques géométriques du talus modélisé :**

Les coordonnées des points de la géométrie du talus dans le tableau V.2 suivant :

Tableau V- 2: Coordonnées de la géométrie du talus.

Numéro de point	Xi	Yi
1	00.00	53.27
2	12.86	54.95
3	25.70	60.51
4	34.56	60.77
5	75.36	68.47
6	98.89	69.97
7	106.26	70.87
8	113.30	73.93
9	144.11	73.86
10	153.45	79.10
11	160.30	79.11
12	165.61	81.62
13	171.61	81.62
14	191.44	88.44
15	278.51	104.27
16	282.57	105.47
17	325.28	111.91
18	350.00	115.56
19	232.85	96.46
20	232.22	90.60
21	180.02	78.40
22	144.09	67.90
23	76.00	64.45
24	259.49	96.12
25	287.15	101.25
26	325.69	106.12
27	345.24	109.00
28	350.00	110.41

29	0.00	47.80
30	122.12	57.18
31	177.94	64.80
32	181.87	65.00
33	204.62	70.00
34	242.65	77.20
35	250.32	79.20
36	258.92	81.15
37	299.41	88.13
38	327.37	89.88
39	345.24	93.00
40	350.00	93.85

❖ Les dimensions de talus

Tableau V- 3: Représente Les dimensions de talus.

La hauteur du talus (m)	La longueur du talus (m)	La largeur du talus (m)
67.76	288	337.14

Les profils sont représentés dans les figures suivante :

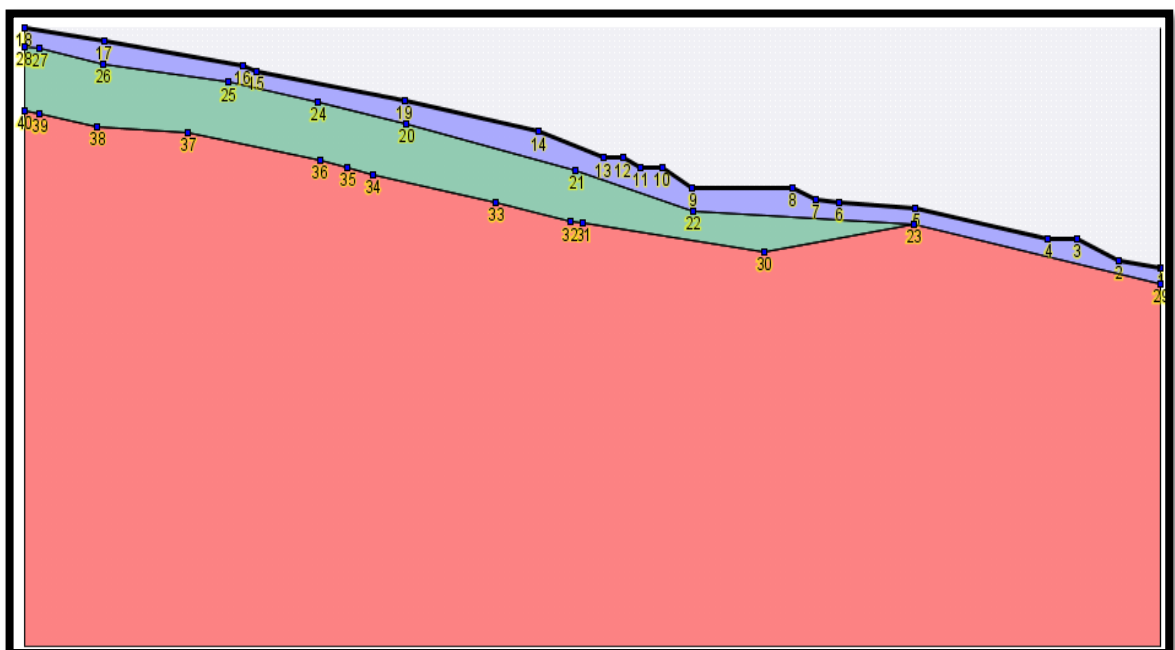


Figure V- 1: Talus modélisé avant glissement (PK 21+025).

The screenshot shows a software window titled "Définition des caractéristiques des sols". On the left, a list of soil layers includes "AT-1" (highlighted in red), "AT-2" (green), and "Marnes" (red). The main area displays the properties for "AT-1":

Nom	AT-1		
Couleur	[Blue color swatch]		
γ	19.5	kN/m ³	Action favorable <input type="checkbox"/>
φ	5.0	°	Courbe intrinsèque Linéaire <input type="text"/>
c	15	kPa	Δ_c 0 kPa/m
Cohésion	Non drainée <input type="text"/>		
Anisotropie	<input type="checkbox"/>		

Figure V- 2: les caractéristiques de la couche 1.

The screenshot shows the same software window, but now "AT-2" is selected in the list (highlighted in blue). The main area displays the properties for "AT-2":

Nom	AT-2		
Couleur	[Green color swatch]		
γ	20.5	kN/m ³	Action favorable <input type="checkbox"/>
φ	10.0	°	Courbe intrinsèque Linéaire <input type="text"/>
c	36	kPa	Δ_c 0 kPa/m
Cohésion	Non drainée <input type="text"/>		
Anisotropie	<input type="checkbox"/>		

Figure V- 3: les caractéristiques de la couche 2.

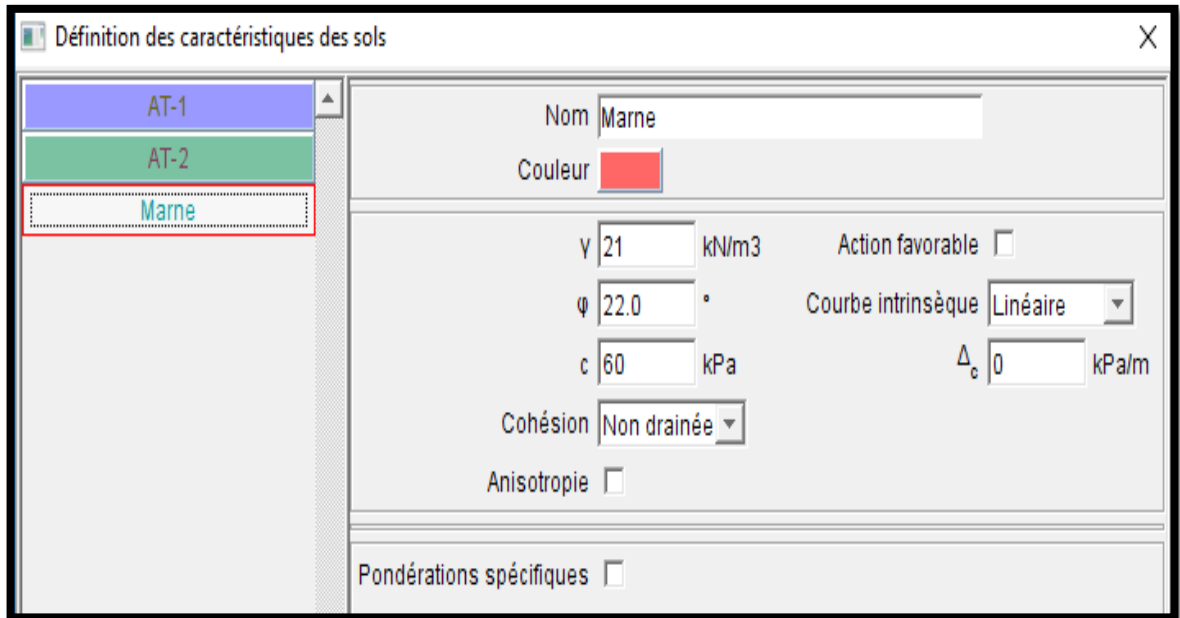


Figure V- 4: les caractéristiques de la couche 3.

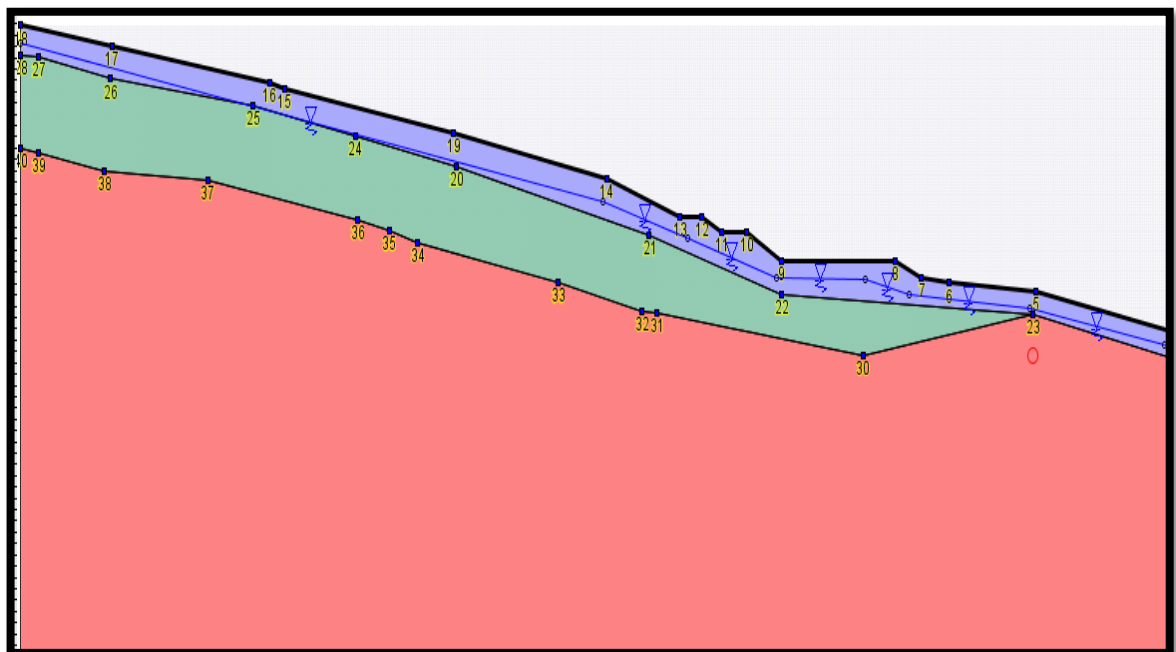


Figure V- 5: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique.

La nappe est modélisée par des points en coordonnée Xi et Yi

Tableau V- 4: Cordonnées de la nappe phréatique.

Xi(m)	350	192.5	169.5	145.5	121.5	109.5	77	40.5	0.5
Yi(m)	112.5	84.5	78	71	70.50	68	65.5	59	50.5

❖ Calcul du facteur de sécurité

L'analyse du problème sera effectuée par la méthode de Bishop (1954) et suivants plusieurs variantes jouant sur la présence de la nappe ; la présence ou l'absence de l'effort sismique dont l'objectif est de présenter l'effet de ces derniers sur le facteur de sécurité.

• Cas statique :

Dans ce cas notre talus est modélisé en absence de séisme par la méthode Bishop le résultat sont représenté dans la figure suivante :

➤ Par la méthode de BISHOP

Le facteur de sécurité = 1.03, Le résultat est exprimé dans la figure V.6 suivante

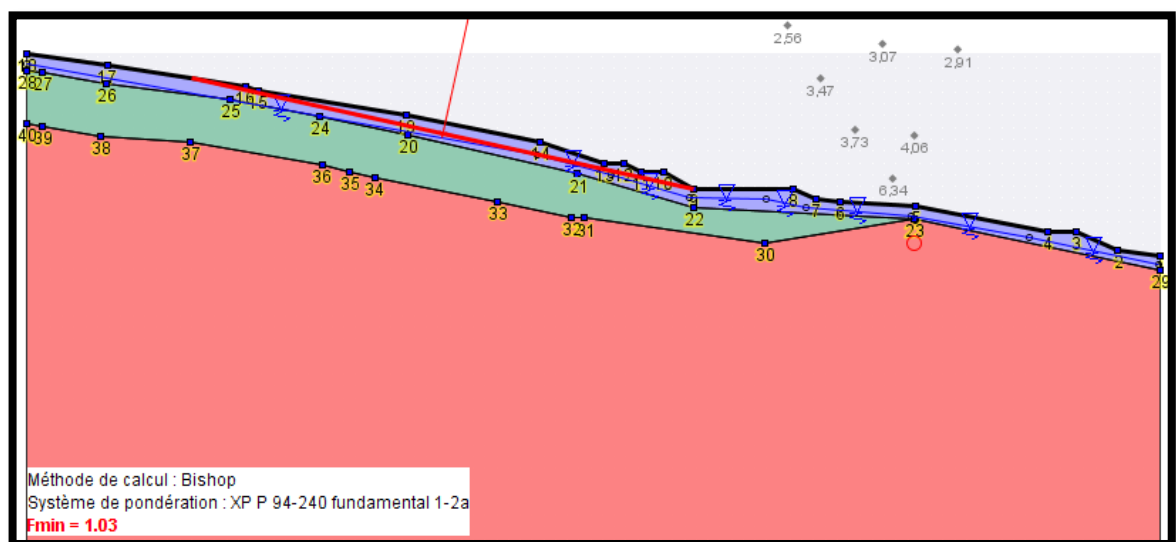


Figure V- 6: Facture de sécurité par la Méthode de Bishop.

• Cas sismique :

La modélisation de l'effort sismique ce fait par insertion du coefficient d'accélération sismique "A" qui est pris égale à 0.25g. Plus exacte il faut introduire le coefficient d'accélération sismique horizontale et verticale, d'après le RPOA :

$$K_h = 0.5A \quad K_h = 0.5 \times 0.25 = 0.125$$

$$K_v = 0.3K_h = 0.3 \times 0.125 = 0.038$$

On introduit ces coefficients d'accélération dans Talren4, les calculs en conduit aux résultats suivants pour les coefficients de sécurité **Fs** :

➤ **Méthode de BISHOP**

Pour cette méthode nous trouverons « le facteur de sécurité = 0.70 ». Les résultats sont donnés dans la figure V.7 suivante :

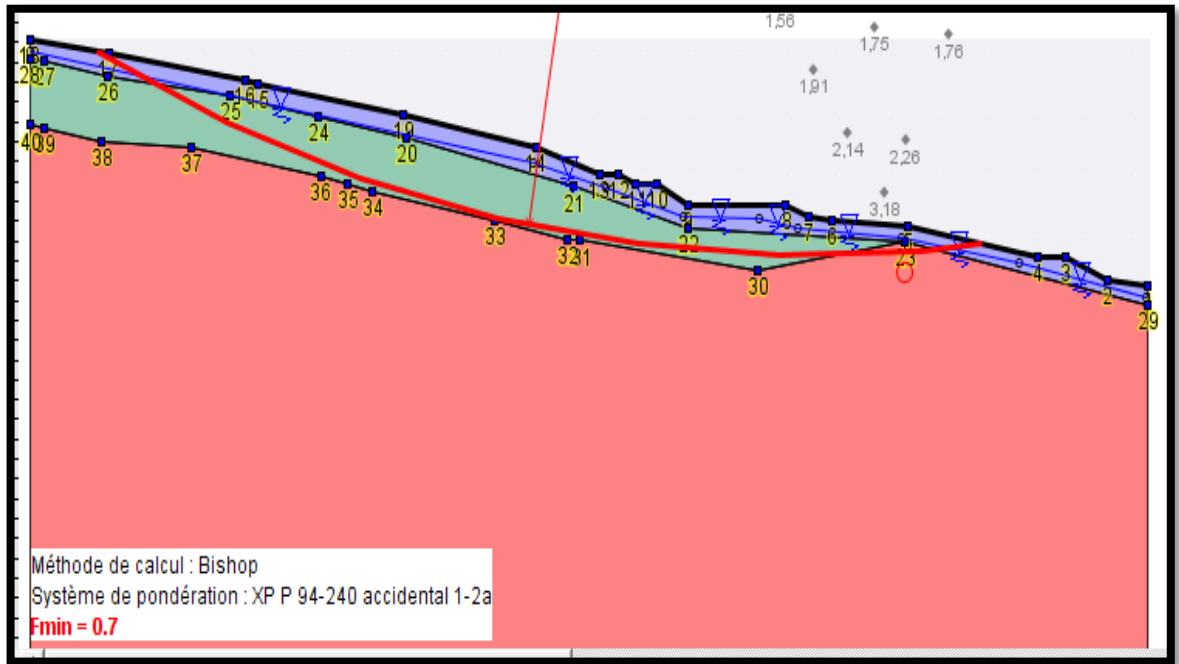


Figure V- 7: L'effet de séisme sur le facteur de sécurité par la Méthode de Bishop.

❖ **Résultats donnés par logiciel**

Les résultats sont représentées dans le tableau V.5 suivant :

Tableau V- 5: Résultats des coefficients de sécurité calculés par Talren 4.

	Méthode de calcul
	Bishop
Cas statique	1.03
Cas sismique	0.70

❖ **Interprétation des résultats de coefficient de sécurité**

D'après l'étude de stabilité on a remarqué que :

Les résultats de calcul obtenus montrent que les coefficients de sécurités sont inférieurs à 1.50 dans la situation de calcul permanente et inférieur à 1 dans la situation de calcul sismique. Donc le talus est instable.

V.4 Etude de confortement

Les résultats obtenus dans la partie précédente révèlent que le terrain est instable, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du tronçon routier.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement est fixé d'une part selon les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part selon le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement).

V.4.1 Proposition d'ouvrage de confortement

Suite aux résultats obtenus par cette étude, on propose un confortement par pieux.

Le renforcement de la pente par une série des pieux de forte inertie à pour but de fournir une résistance au cisaillement suffisant et transférer les efforts déstabilisateurs vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage pour s'opposer aux mouvements.

Le choix de ce type de solution est justifié par la présence des couches superficielles insuffisamment résistantes, solution qui permet aussi de s'adapter à l'hétérogénéité du terrain.

Cette technique de confortement consiste à mettre en place des pieux en béton armé distribué sur le site, ancrées en profondeur dans la partie du marne (couche dure) qui considéré comme un substratum peuvent garantir la stabilité.

V.4.1.1 Mode d'exécution d'un pieu foré :

L'exécution des pieux forés nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux pieux à la tarière creuse. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après

l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12 -15m.

Et on utilisera des drains et des collectes d'eau secondaire pour évacuer eaux de surfaces sur toute la surface des banquettes qui mènent à un tranché principal drainante ou elle va recevoir tout l'eau puis l'évacuer en le mettant au côté amont au voisinage de la route avec une certaine pente.

❖ Les caractéristiques de pieux et Remblai

Les caractéristiques de pieux représenté dans le tableau V.6 suivant :

Tableau V- 6: Les caractéristiques de pieux.

Diamètre de pieux \varnothing (m)	Espacement inter axiale (m)	Longueur de Pieux (m)	nombre de pieux	Force de cisaillement imposée KN	Angle/horizontal 90°
1.2	3	15	96	3000	90°

Les caractéristiques de Remblai dans le tableau V.7 suivant :

Tableau V- 7: Les caractéristiques de Remblai.

Angle de frottement φ	Densité γ	Cohésion C
32°	19 KN/m ³	5 kpa

➤ Cas statique

Dans cette partie notre talus conforté et modélisé dans le cas statique par la méthode Bishop. Les résultats sont représentés dans la figure V.8 suivant :

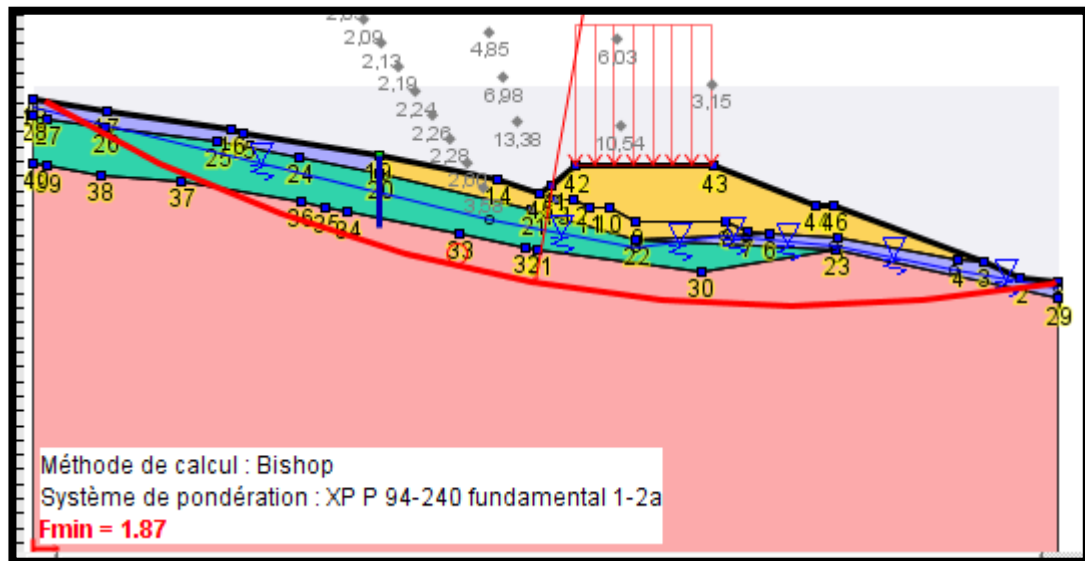


Figure V-8: Talus modélisé avec système de confortement en cas de statique.

Le facteur de sécurité $F_s = 1.87 > 1.50$.

➤ Cas sismique

Dans cette partie notre talus conforté et modélisé dans le cas sismique par la méthode Bishop. Les résultats représentés dans la figure V.9 suivant :

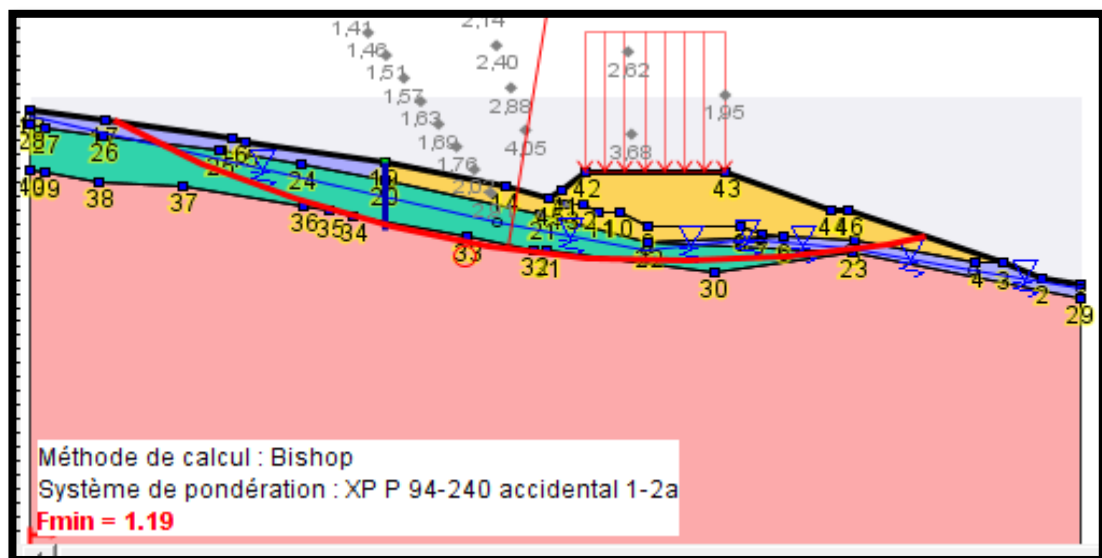


Figure V-9: Talus modélisé avec système de confortement en cas de séisme.

Le facteur de sécurité $F_s = 1.19 > 1$.

V.5 Conclusion

La stabilité du talus, selon le profil critique, n'est pas vérifiée à l'état actuel, en situation statique le coefficient de sécurité F_s par les Méthodes de Bishop et Fellenius variant égale 1.03 inférieur à 1.50, et dans la situation sismique le coefficient de sécurité F_s par les deux Méthodes égale 0.70 inférieur à 1.

Le but principal de ce chapitre est de vérifier la stabilité du talus avec la solution s de confortement proposé.

La solution choisie pour l'étude comparative par pieux. Vérifient la stabilité dans les deux cas: statique et en sismique avec un coefficient de sécurité F_s variant de 1.87 à 1.19. Donc le talus est stable.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le travail que nous avons réalisé, dans le cadre de ce mémoire de fin d'études de Master, concerne l'étude de dimensionner un corps de chaussée d'un tronçon de route relie les deux villes chiffa et Berrouaghia (Ouzera) sur un linéaire global 53 km débute du PK 20+895 et finit au 22+370 et l'étude de la stabilité du glissement de terrain.

Suite aux résultats obtenus, on a constaté ce qui suit :

La zone d'étude est montagneuse présentant une altitude élevée et un relief mouvementé dans le coté géomorphologique.

La zone d'étude dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été.

L'étude géologique de la zone d'étude a montré que les terrains sur place présentent des formations géologiques suivantes : Quaternaire : Alluvions récentes et anciennes ; Miocène inférieur : marnes argileuses grises et d'argile marneuse ; Miocène supérieur : calcaire de grès et d'argile ; Crétacé supérieur marin : marins ou lagunaires et calcaire et de marnes ; Crétacé inférieur : calcaires dolomitiques, avec des bancs d'argiles et de marnes.

L'étude hydrogéologique montre que la profondeur de la nappe phréatique est 1.5m par rapport au terrain naturel.

La zone d'étude est classée à zone IIb selon le règlement parasismique algérien.

Par la suite, la reconnaissance géotechnique exécutée à travers des essais in situ et des essais de laboratoire, ont permis d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques, en particulier la cohésion et l'angle de frottement, et les terrains constituant le site sont généralement des sols fins de classe A (selon la classification GTR).

Les résultats de dimensionnement du corps de chaussée par les deux méthode CCTP et CBR et la vérification avec logiciel ALIZEE III, ont donnés les a structures suivantes :

-La méthode CTTP : 6 BB +12 GB +13 GB +40 TUF.

-La méthode CBR : 8 BB +20 GB +15 GNB +40 TUF.

Le coefficient de sécurité F_s , calculé à l'aide de logiciel "TALREN V4", indique que le talus est dans un état instable. Un confortement par pieux, donne un coefficient de sécurité calculé supérieurs à 1.5 dans le cas statique et supérieurs à 1 dans le cas sismique. Témoignant de la stabilité du talus.

Reference

- [1] Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTP Novembre 2001, fascicule 1 notice d'utilisation.
- [2] Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTP Novembre 2001, fascicule2 hypothèse et données de dimensionnement.
- [3] Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTP Novembre 2001, fascicule3 fiches techniques de dimensionnement.
- [4] Conception et calcul des ouvrages géotechniques, Bouafia Ali.
- [5] Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art RPOA 2008.
- [6] Chapitre IV : Méthodes de confortement-cloudfront.net.
- [7] Cour Les ouvrages de soutènements Publié par Émilien Sergerie dans slide Player.
- [8] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [9] CTTP Contrôle Technique des Travaux Publics Kouba.
- [10] DTP - Direction des Travaux Publics wilaya de Mèdèa.
- [11] Djoudi asma Dimensionnement optimal des chaussées souple mémoire de master en génie civil (université Blida -1-2017/2018).
- [12] Khiat asma Mecheri wissem Comparaison entre la chaussée souple et la chaussée rigide Master en Travaux Publics, Option: voies et ouvrages d'art (Université d'Ain Temouchent 2019/2020).
- [13] khireddine zakaria khasnadj mounir Dimensionnement d'une structure De chaussée en utilisant les matériaux locaux, Département Génie civil Option géotechnique (Université M'hamed Bougeurra Boumerdes 2015/2016).
- [14] Lokmane Leiza Étude expérimentale des techniques de traitement d'une chaussée souple, Master II en génie civil Option : Géotechnique (université Mouloud Mammeri de Tizi -Ouzou 2018/2019).
- [15] Lokmane brahim Evitement de la ville de Makouda par ait fares sur un lineaire de 3Km (Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2015/2016).

[16] Bourahla Abdelkader- El haffaf Ayoub Etude d'un glissement de terrain survenu à Azazga, w. Tizi-Ouzou et proposition de solution de stabilité mémoire de master en génie civil (université Blida -1-2019).

[17] Mokhbi Imen Aissous Amel Etude des glissements de terrain sur le CW 137B au niveau des PK 12 et 20 (Université Mohammed Seddik Benyahia-Jijel 2018/2009).

[18] Saaoui Lounes Etude de la stabilité et de confortement d'une section de la RN 24 à Seket (Bejaia) (Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2016/2017).

[19] Bouaziz Nacira Etude de la stabilité d'un glissement de terrain Cas du versant de Tizirt (Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2011/2012).

Annexes

❖ Classification selon le rapport E_M/P_L :**Tableau A.1:** Classification selon le rapport E_M/P_L .

Sols	Rapport E_M/P_L	Classification
Argiles	$E_M/P_L < 5$	Argiles remaniées ou triturés
	$8 < E_M/P_L < 5$	Argiles sou-consolidés
	$8 < E_M/P_L < 12$	Argiles normalement consolidés
	$12 < E_M/P_L < 15$	Argiles légèrement surconsolidées
	$E_M/P_L > 15$	Argiles fortement surconsolidées
Sables	$E_M/P_L < 5$	Sables, sables remaniées
	$6 < E_M/P_L < 8$	Sables et gravier immergés
	$E_M/P_L > 10$	Sables, sables et gravier sec et serrés

❖ Les densités

Tableau A.2: Qualification des sols en fonction de Masse volumique. (XP P94-011)

Etat	Masse volumique (kg/m^3)
Peu dense	$\gamma_d < 1600$
Dense	$1600 < \gamma_d < 1800$
Très dense	$\gamma_d > 1800$

❖ Teneur en eau et degré de saturation

Tableau A.3: Qualification des sols en fonction de Degré de saturation. (XP P94-011)

Etat	Degré de saturation
Non saturé	$S_r < 100$
Saturé	$S_r = 100$

❖ Limite d'Atterberg

Tableau A.4: Qualification des sols rocheux en fonction d'indice de plasticité. (XP P94-011).

état	Indice de plasticité
Non plastique	$I_p < 12$
Peu plastique	$12 < I_p < 25$
plastique	$25 < I_p < 40$
Très plastique	$I_p > 40$

Tableau A.5: Qualification des sols en fonction de indice consistance. (XP P94-011)

Etat	Indice de consistance
Liquide	$I_c < 0$
Très molle	$0 < I_c < 0,25$
Molle	$0,25 < I_c < 0,50$
Ferme	$0,50 < I_c < 0,75$
Très ferme	$0,75 < I_c < 1$
Dur	$I_c > 1$

❖ Compressibilité a l'œdomètre:

Tableau A.6: Qualification des sols en fonction de compressibilité. Selon (G.SANGLERAT)

état	Coefficient de compressibilité C_c
Sol incompressible	$C_c < 0.02$
Sol très peu compressible	$0.02 < C_c < 0.05$
Sol peu compressible	$0.05 < C_c < 0.1$
Sol moyennement compressible	$0.1 < C_c < 0.2$
Sol assez compressible	$0.2 < C_c < 0.3$
Sol très compressible	$0.3 < C_c < 0.5$
Sol extrêmement compressible	$C_c > 0.5$

Tableau A.7: Qualification d'un sol en fonction de Coefficient de gonflent.

Etat	Coefficient de gonflement C_g
Non gonflant	$C_g < 0.02$
Peu gonflant	$0.02 < C_g < 0.04$
Gonflant	$0.04 < C_g < 0.25$

❖ Cisaillement à la boîte de « CASAGRANDE »

Tableau A.8: Qualification d'un sol en fonction de la Cohésion non drainée C_u .

Etat	Cohésion non drainé C_u (kPa)
Liquide à très mou	<20
Mou	20 à 40
Plastique	40 à 75
Ferme	75 à 150
Très ferme	150 à 300
Dur	>300

❖ Indice de CBR et portance de sol support

Tableau A.9: classe de portance du sol.

Portance (S1)	CBR	Interprétation
S4	<5	Très mauvaise portance
S3	5-10	Mauvaise portance
S2	10-25	Portance moyenne
S1	25-40	Bonne portance
S0	>40	Très bonne portance

Tableau A.10: Classification des sols fin A.(GTR)

NF P11-300

Classe A		Tableau 1 - Classification des sols fins			
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 (*) ou I_p ≤ 12	A₁ Limos peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI (*) ≤ 3 ou w_n ≥ 1,25 w_{OPN}	A₁ th
				3 < IPI (*) ≤ 8 ou 1,10 ≤ w_n < 1,25 w_{OPN}	A₁ h
				8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 w_{OPN} ≤ w_n < 1,1 w_{OPN}	A₁ m
				0,7 w_{OPN} ≤ w_n < 0,9 w_{OPN}	A₁ s
				w_n < 0,7 w_{OPN}	A₁ ts
		12 < I_p ≤ 25 (*) ou 2,5 < VBS ≤ 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI (*) ≤ 2 ou I_c (*) ≤ 0,9 ou w_n ≥ 1,3 w_{OPN}	A₂ th
				2 < IPI (*) ≤ 5 ou 0,9 ≤ I_c (*) < 1,05 ou 1,1 w_{OPN} ≤ w_n < 1,3 w_{OPN}	A₂ h
				5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I_c ≤ 1,2 ou 0,9 w_{OPN} ≤ w_n < 1,1 w_{OPN}	A₂ m
				1,2 < I_c ≤ 1,4 ou 0,7 w_{OPN} ≤ w_n < 0,9 w_{OPN}	A₂ s
				I_c > 1,3 ou w_n < 0,7 w_{OPN}	A₂ ts
		25 < I_p ≤ 40 (*) ou 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles marnieuses, limons très plastiques...	IPI (*) ≤ 1 ou I_c (*) ≤ 0,8 ou w_n ≥ 1,4 w_{OPN}	A₃ th
				1 < IPI (*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ I_c (*) < 1 ou 1,2 w_{OPN} ≤ w_n < 1,4 w_{OPN}	A₃ h
				3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I_c ≤ 1,15 ou 0,9 w_{OPN} ≤ w_n < 1,2 w_{OPN}	A₃ m
				1,15 < I_c ≤ 1,3 ou 0,7 w_{OPN} ≤ w_n < 0,9 w_{OPN}	A₃ s
				I_c > 1,3 ou w_n < 0,7 w_{OPN}	A₃ ts
		I_p > 40 (*) ou VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marnieuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique	
				A₄ h	
				A₄ m	
				A₄ s	

Tableau A.11 : Classification des sols comportant des fins et des gros éléments.

Classe C		Tableau 3 - Classification des sols comportant des fines et des gros éléments																																		
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique et le comportement																																
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature																																	
D _{max} > 50 mm et tamisat à 80 μm > 12% ou si le tamisat à 80 μm ≤ 12% la VBS est > 0,1	C Sols comportant des fines et des gros éléments	Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe A	C₁A_i Argiles à silex, éboulis, moraines, alluvions grossières...	Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique et du comportement des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction 0/50 mm qui peut être un sol de la classe A ou de la classe B * 1 ^{er} exemple : un sol désigné C₁A₂h est un sol qui est : ● soit entièrement roulé, ● soit entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction 0/50 représente plus de 60 à 80% de la totalité du matériau. Dans les deux cas, sa fraction 0/50 mm appartient à la classe A₂ avec un état hydrique h . * 2 ^{ème} exemple : un sol désigné C₁B₄₂m est un sol qui est : ● entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction 0/50 mm représente moins de 60 à 80% de la totalité du matériau. La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B₄₂ se trouvant dans un état hydrique m . Les différents sous-classes composant la classe C sont :																																
						Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe B	C₁B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...																													
		Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80% . La fraction 0/50 est un sol de classe A	C₂A_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...																																	
						Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80% . La fraction 0/50 est un sol de classe B	C₂B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...																													
<table border="1"> <tr> <td>C₁A₁</td> <td>C₁A₃</td> <td>C₂A₁</td> <td>C₂A₃</td> <td rowspan="2">Etat th, h, m, s ou ts</td> </tr> <tr> <td>C₁A₂</td> <td>C₁A₄</td> <td>C₂A₂</td> <td>C₂A₄</td> </tr> <tr> <td>C₁B₁₁</td> <td>C₁B₃₁</td> <td>C₂B₁₁</td> <td>C₂B₃₁</td> <td rowspan="2">Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique</td> </tr> <tr> <td>C₁B₁₂</td> <td>C₁B₃₂</td> <td>C₂B₁₂</td> <td>C₂B₃₂</td> </tr> <tr> <td>C₁B₂₁</td> <td>C₁B₅₁</td> <td>C₂B₂₁</td> <td>C₂B₅₁</td> <td rowspan="4">Etat th, h, m, s ou ts</td> </tr> <tr> <td>C₁B₂₂</td> <td>C₁B₅₂</td> <td>C₂B₂₂</td> <td>C₂B₅₂</td> </tr> <tr> <td>C₁B₄₁</td> <td>C₁B₆</td> <td>C₂B₄₁</td> <td>C₂B₆</td> </tr> <tr> <td>C₁B₄₂</td> <td></td> <td>C₂B₄₂</td> <td></td> </tr> </table>		C ₁ A ₁	C ₁ A ₃	C ₂ A ₁	C ₂ A ₃			Etat th, h, m, s ou ts	C ₁ A ₂	C ₁ A ₄	C ₂ A ₂	C ₂ A ₄	C ₁ B ₁₁	C ₁ B ₃₁	C ₂ B ₁₁	C ₂ B ₃₁	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique	C ₁ B ₁₂	C ₁ B ₃₂	C ₂ B ₁₂	C ₂ B ₃₂	C ₁ B ₂₁	C ₁ B ₅₁	C ₂ B ₂₁	C ₂ B ₅₁	Etat th, h, m, s ou ts	C ₁ B ₂₂	C ₁ B ₅₂	C ₂ B ₂₂	C ₂ B ₅₂	C ₁ B ₄₁	C ₁ B ₆	C ₂ B ₄₁	C ₂ B ₆	C ₁ B ₄₂	
C ₁ A ₁	C ₁ A ₃	C ₂ A ₁	C ₂ A ₃	Etat th, h, m, s ou ts																																
C ₁ A ₂	C ₁ A ₄	C ₂ A ₂	C ₂ A ₄																																	
C ₁ B ₁₁	C ₁ B ₃₁	C ₂ B ₁₁	C ₂ B ₃₁	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique																																
C ₁ B ₁₂	C ₁ B ₃₂	C ₂ B ₁₂	C ₂ B ₃₂																																	
C ₁ B ₂₁	C ₁ B ₅₁	C ₂ B ₂₁	C ₂ B ₅₁	Etat th, h, m, s ou ts																																
C ₁ B ₂₂	C ₁ B ₅₂	C ₂ B ₂₂	C ₂ B ₅₂																																	
C ₁ B ₄₁	C ₁ B ₆	C ₂ B ₄₁	C ₂ B ₆																																	
C ₁ B ₄₂		C ₂ B ₄₂																																		

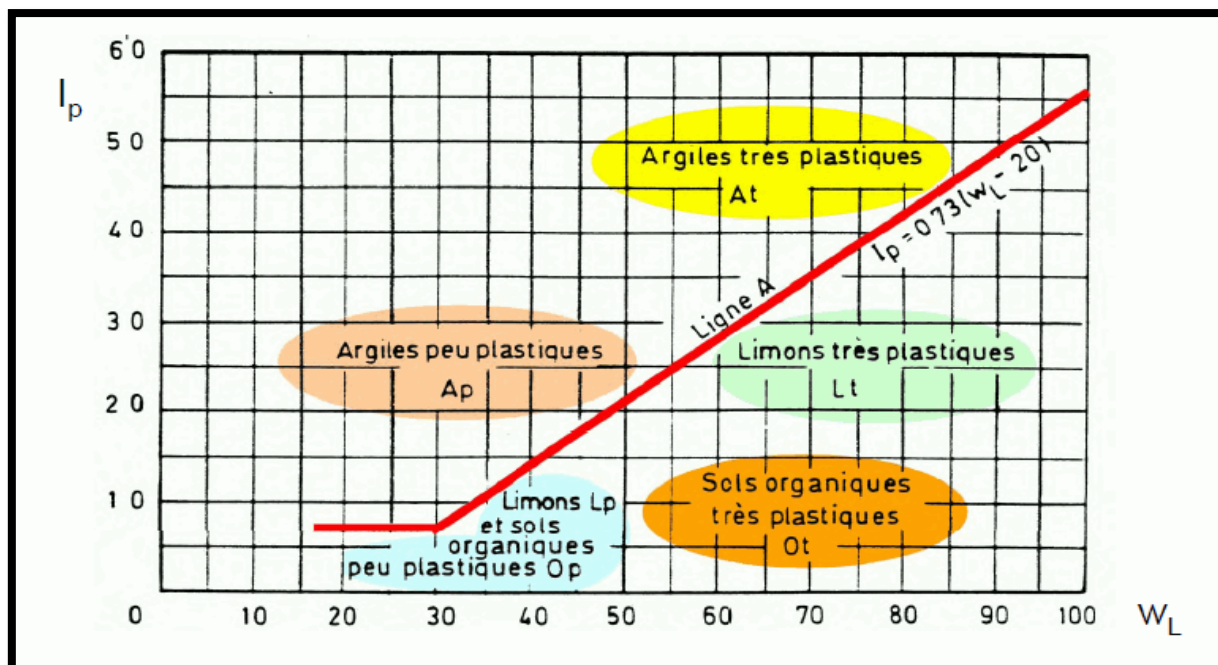


Figure A.1: Abaque de plasticité de CASAGRANDE.

I		RESEAU PRINCIPAL DE NIVEAU 1 (RP1) GB/GB		
FICHE STRUCTURE GRAVE BITUME/GRAVE BITUME				
Type : MTB				
Zone climatique : I et II				
Durée de vie : 20 ans, taux d'accroissement : 4%				
TPL _i PL _i /sens	Si	S2	S1	S0
		50 MPa	125 MPa	200 MPa
6000		8 BB 14 GB 15 GB	8 BB 12 GB 13 GB	8 BB 11 GB 11 GB
TPL7				
3000				
3000		8 BB 12 GB 13 GB	8 BB 11 GB 11 GB	8 BB 10 GB 10 GB
TPL6				
1500				
1500		8 BB 11 GB 12 GB	8 BB 10 GB 10 GB	
TPL5				
600				
600		6 BB 10 GB 10 GB		
TPL4				
300				

Figure A.2 : catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (fascicule N3).