



UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

Le Dimensionnement du Corps de Chaussée et de la fondation
d'un Ouvrage D'art (viaduc) d'un Tronçon Routier
(Contournement de la ville de Cherchell)

Elaboré par :

ARAB Sid Ali et DERBAL Ahmed

Promoteur :

Pr. GRINE KHALED

Blida 2020

RESUME

ملخص:

يتعلق العمل المنجز بدراسة وتصميم هيكل جزء من الطريق بطول 3 كم والذي يقدر طوله الإجمالي ب 17 كم يربط مدينة شرشال بسيدي غيلاس (ولاية تيبازة) وهذا باستخدام طريقتين (CBR,CTTP) وكذلك أساسات الجسر الموجود في نفس الطريق.

الكلمات المفتاحية: هيكل، طريق، جسر.

Résumé :

Le travail réalisé concerne l'étude et la conception du corps de chaussée d'un tronçon routier de 3 Km, sur une linéarité totale de 17 Km, reliant la ville de Cherchell à Sidi Ghiles (Wilaya de Tipasa), utilisant principalement la méthode CTTT et la méthode CBR. De plus, et un calcul de la capacité portante des fondations utilisant la méthode pressiométrique d'un ouvrage d'art (viaduc) de longueur de 900m situés dans l'axe de la route ont été accomplis.

Mots clés : chaussées, dimensionnement, fondations, viaduc.

Abstract:

The project deals with a pavement conception of a road portion (3km) within a total linearity of 17km, connecting the locality of Cherchell and Sidi Ghiles (Department of Tipasa). In addition to the road pavement conception and a foundation design analysis of a bridge (viaduct) with a total length of 900m located within the road axis have been performed.

Key words: pavement, foundations, Bridge (viaduct).

Dédicace

*TOUT D'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le
courage pour arriver à ce stade de fin d'études*

Je dédie ce modeste travail :

*A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers
ma chère mère.*

*A mon meilleur ami : mon père, le plus beau et bon de
tous les pères" Rabah".*

A mon grand-père "BABANI Ali "

A mes sœurs

A mon frère

A TOUT MA FAMILLE SANS Exception

*A Mon ami et binôme **DERBAL***

*A tous mes amis : Ahmed, Abdou, Iheb, Houssam,
Yucef, Moh, El Bandé, Fouad, Mustapha, Yacine,
Tabbouche, Abdou, Taki, Alilou, Yasser.*

ARAB SIDALI

Dédicace

Avec l'aide de dieu le tout puissant, j'ai réalisé ce projet de fin d'étude, que je dédie avec toute modestie

A Mes chers parents : Amer et Fatma,

A toutes mes sœurs.

A tous mes amis (es) : Sidali, Abdou, Nebhane, Djamel, Youcef, Housseem, Iheb.

A tous les camarades et les amis de L'Université (famille géotechnique).

A mon encadreur PROFESSEUR GRINE.

A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Derbal Ahmed

Remerciements

En premier lieu, nous souhaitons remercier Dieu, le tout puissant pour tout le courage et la force qui nous a donné pour effectuer ce travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

*Nous tenons à remercier grandement le Professeur **GRINE** pour sa disponibilité, ses encouragements et ses conseils prodiges qui nous ont été très utiles.*

Nous souhaitons également remercier toute l'équipe pédagogique de la spécialité Géotechnique de l'université de Blida 1-Saad Dahleb, pour les années d'enseignement.

Nos vifs remerciements vont aux membres de jury d'avoir accepté de juger, et d'évaluer ce travail.

Nous exprimons notre reconnaissance à tous nos amis et à tous ceux qui ont participé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail.

TABLE DES MATIERES

RESUME.....	2
DEDICACE.....	3
REMERCEMENT.....	5
TABLE DES MATIERES.....	6
LISTE DES TABLEAUX.....	11
LISTE DES FIGURES.....	14
LISTE DES SYMBOLS.....	16
LISTE ABREVIATIONS.....	20
INTRODUCTION GENERAL.....	22

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER

1.1 Introduction	23
1.2 Les chaussées	23
1.2.1 Définition.....	23
1.2.2 Structure (différentes couches) d'une chaussée.....	24
A. Couche de surface.....	24
B. Couche d'assise.....	24
C. Platform support de chaussée.....	24
1.2.3 Type de structure de chaussée	25
1.2.4 Nature et classification des matériaux constituant la chaussée	26
1.2.4.1. Sols naturels.....	26
A. Paramètres de nature	27
B. Paramètre de comportement mécanique.....	27
C. Les paramètres d'état.....	27

TABLE DES MATIERES

1.2.4.2 Matériaux rocheux.....	27
1.2.4.3 Sols organiques et sous-produits industriels	27
1.2.4.4 Les granulats.....	28
1.2.4.5 Les enrobés.....	29
1.3 dimensionnement de corps de chaussé.....	29
1.3.1 Méthode américaine de l’AASHO : (Américain Association of state highway officiels) :	29
1.3.2 Méthode C.B.R (California – Bearing – Ratio).....	30
1.3.3 La méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves(CTTP)	31
1.4 Ouvrage d’Art et les fondations approprier.....	38
1.4.1 Ouvrage D’Art (Viaduc) :	38
1.4.1.1 Appuis	39
1.4.1.2 Tablier	39
1.4.1.3 Les appareils d’appui.....	39
1.4.1.4 Fondation	39
1.4.1.4.1 Type des fondations	40
A. Fondation superficiel	40
B. Fondation semi-profonde.....	41
C. Fondation profonde	41
1.4.2 Calcul de la capacité portante des fondations profondes	41
1.4.3 Tassement des fondations.....	42
1.4.4 Tassement des pieux	43

TABLE DES MATIERES

1.5 Conclusion	44
CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE PROJET, ETUDE GEOLOGIQUE, GEOMORPHOLOGIE, HYDROGEOLOGIQUE, ET SISMIQUE ET LA ZONE	
2.1. Introduction	45
2.2. Situation géographique	45
2.3. Géomorphologie	46
2.4. Climat	47
2.5 Géologie	48
2.5.1 Géologie régionale	48
2.5.2 Géologie locale (au droit du tracé)	49
2.5.2.1 Géologie superficielle	49
2.5.2.2 Géologie en profondeur	49
2.6. Hydrogéologie	53
2.6.1 Hydrogéologie régionale	53
2.6.2.1 Eaux superficielles	53
2.6.2.2 Eaux souterraines	53
2.6.2.3 Hydrogéologie locale	54
2.7 Sismicité	55
2.8 Conclusion	57
CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES	
3.1 Introduction	58
3.2 Campagne de reconnaissance in situ	58
3.2.1 Puits de reconnaissance	58

TABLE DES MATIERES

3.2.2 Sondages carottés.....	59
3.2.3 Sondages pressiométriques (PMT).....	60
3.3 Campagne de reconnaissance en laboratoire.....	62
3.3.1 Les paramètres physiques	62
3.3.2 Les paramètres mécaniques	66
3.3.3 Les paramètres chimiques	68
3.4 Classification des sols par guide technique de terrassement routier (GTR) « puits et sondage »	69
3.4.1 Classification des sols fins et sableux ou graviers	69
3.4.2 Classification des matériaux rocheux obtenus dans les sondages carottés SC19, SC26 selon le GTR.....	70
3.5 Terrassement	70
3.5.1 Volumes des terrassements	71
3.5.2 Carrières et gites des matériaux meubles.....	72
3.6 Conclusion	78
 CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART	

Partie A : Dimensionnement du corps de chaussée

4.1.1 Introduction	79
4.1.2 Dimensionnement de corps de chaussée	79
4.1.2.1 Méthode de catalogue de dimensionnement de la chaussée neuve(CTTP).....	79
4.1.2.2 La Méthode de dimensionnement « CBR »	87
4.1.2.3 Modélisation des structures type et calcul des déformations	91

TABLE DES MATIERES

4.1.2.3.1 Calcul de la déformation admissible de traction ϵ_t, adm et ϵ_z, adm pour les matériaux traités au bitume.....	91
4.1.2.3.2 Modélisation des structures types sur le logiciel ALIZE III	94
A. Méthode de catalogue CTTP.....	94
B. Méthode CBR	96
4.1.3 Conclusion	100
Partie B : Fondation de l'ouvrage d'Art	
4.2.1 Introduction	102
4.2.2 Calcul de la capacité portante des fondations par la méthode pressiométrique.....	103
4.2.3 Conclusion.....	116
Conclusion générale.....	117
Référence.....	118
Annexe A.....	120
Annexe B.....	132

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Le différent type de chaussée.....	25
Tableau 1.2 : Classification générale des sols organiques, sous-produits industriels.....	28
Tableau 1.3 : Coefficient d'équivalences et des épaisseurs des différents matériaux utilisés en structure de chaussée.....	31
Tableau 1.4 : Classe portance du sol.....	34
Tableau 2.1 : niveau de la nappe en fonction de profondeur dans la zone de projet.....	54
Tableau 2.2 : Division du territoire algérienne dans diverses zones de sismicité.....	55
Tableau 2.3 : Coefficient d'accélération (A).....	56
Tableau 3.1 : Nature géologique des puits de reconnaissance.....	58
Tableau 3.2 : lithologie du sol pour chaque sondage carotté.....	59
Tableau 3.3 : Résultats des sondages pressiométriques et catégorie conventionnel des sols.....	60
Tableau 3.4 : Résultat de sondage pressiométrique SP44.....	61
Tableau 3.5 : Résultats de l'analyse granulométrique.....	63
Tableau 3.6 : Résultats de l'analyse granulométrique (suite).....	63
Tableau 3.7 : Résultats de l'analyse granulométrique (suite).....	64
Tableau 3.8 : Résultats de l'analyse granulométrique (suite et fin).....	64
Tableau 3.9 : Résultats des limites d'Atterberg.....	65
Tableau 3.10 : Résultats des paramètres physiques.....	65
Tableau 3.11 : Résultats des paramètres physiques (suite et fin).....	66
Tableau 3.12 : Résultats de l'essai de compression à l'oedomètre.....	66
Tableau 3.13 : Résultat de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.....	67
Tableau 3.14 : Résultat de résistance à la compression.....	68
Tableau 3.15 : Résultats des analyses chimiques des sondages carottés.....	68
Tableau 3.16 : Hauteurs de déblais supérieurs à 10m.....	71

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.17 : Volumes de déblais et de matériaux.....	71
Tableau 3.18 : Résultats de l'essai Proctor et CBR des gites de Tipaza.....	72
Tableau 3.19 : Résultats de l'essai Proctor et CBR des gites de Sidi Rached.....	73
Tableau 3.20 : les résultats de granulométrie de gite de Tipasa.....	73
Tableau 3.21 : Résultat granulométrie des gites de Sidi Rached	74
Tableau 3.22 : Résultat des limites d'Atterberg des gites de Tipasa.....	75
Tableau 3.23 : Résultat des limites d'Atterberg des gites de Sidi Rached.....	75
Tableau 3.24 : Les résultats des essais de laboratoire des carrières.....	76
Tableau 4.1 : Les données du tronçon.....	79
Tableau 4.2 : Structure disponible dans le catalogue.....	80
Tableau 4.3 : Classe de trafic.....	81
Tableau 4.4 : Valeur de coefficient d'agressivité A.....	81
Tableau 4.5 : Réseau principal de niveau 1 (RP 1).....	82
Tableau 4.6 : Zone climatique de pluviométrie.....	83
Tableau 4.7 : Choix des températures équivalentes.....	83
Tableau 4.8 : durée de vie adoptée.	84
Tableau 4.9 : Risques adoptés pour réseau RP1.....	84
Tableau 4.10 : Classes de portance des sols.....	85
Tableau 4.11 : Classe de la portance de sol-support.....	85
Tableau 4.12 : Sur classement avec couche de forme en matériaux non traité.....	86
Tableau 4.13 : Résultats obtenus par la méthode CBR.....	89
Tableau 4.14 : Représente la construction de la chaussée.....	89
Tableau 4.15 : Tableau représente les épaisseurs calculées.....	90
Tableau 4.16 : valeur de $t=f(r\%)$	92
Tableau 4.17 : Performances mécaniques des matériaux bitumineux.....	93

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.18 : les données spéciales de la structure insérées dans ALIZE III.....	94
Tableau 4.19 : Vérification des résultats de calcul par Alize III.....	96
Tableau 4.20 : les données spéciales de la structure insérées dans ALIZE III.....	97
Tableau 4.21 : Vérification des résultats de calcul par Alize III.....	99
Tableau 4.22 : Le poids volumique sec et saturé de chaque couche.....	103
Tableau 4.23 : Résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes.....	105
Tableau 4.24 : Résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes.....	105
Tableau 4.25 : Résultats de calcul de q_s	111
Tableau 4.26 : Résultats de la corrélation des modules pressiométrique.....	114

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Structure d'une chaussée.....	24
Figure 1.2 : Chaussée souple.....	26
Figure 1.3 : Chaussée semi-rigide.....	26
Figure 1.4 : Chaussée rigide.....	26
Figure 1.5 : Schéma de la démarche de catalogue.....	32
Figure 1.6 : Classes TPLi pour RP1 et RP2.....	33
Figure 1.7 : Vue longitudinale d'un pont type.....	38
Figure 1.8 : Types des fondations.....	40
Figure 1.9 : Semelle filante et semelle isolé.....	40
Figure 1.10 : Schéma représentant les différentes parties d'un pieu.....	41
Figure 2.1 : Carte de situation géographique.....	45
Figure 2.2 : Géomorphologie de la zone du projet.....	46
Figure 2.3 : Zone PK 9+450.....	47
Figure 2.4 : Zone PK 11+150.....	47
Figure 2.5 : Zone PK 12+00.....	47
Figure 2.6 : carte de répartition des précipitations de la campagne agricole.....	48
Figure 2.7 : Carte des unités géologique de la ville de CherChell.....	49
Figure 2.8 : Carottes de grès-calcaires.....	50
Figure 2.9 : Marne compacte grisâtre.....	51
Figure 2.10 : Fragments de grès calcaire.....	51
Figure 2.11 : Fragments de grès calcaire noyés dans une matrice argileuse.....	52
Figure 2.12 : Argilite d'aspect rocheux.....	52
Figure 2.13 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	55
Figure 4.1 : Structure de chaussée. (CTTP).....	87
Figure 4.2 : Structure de chaussée. (CBR).....	90

LISTE DES FIGURES

Figure 4.3 : Calcul des valeurs admissibles. (CTTP).....	95
Figure 4.4 : La définition de la structure de base. (CTTP).....	96
Figure 4.5 : Résultats des calculs. (CTTP).....	97
Figure 4.6 : Calcul des valeurs admissibles. (CBR).....	98
Figure 4.7 : La définition de la structure de base. (CBR).....	99
Figure 4.8 : Résultats des calculs. (CBR).....	100
Figure 4.9 : La structure choisie pour notre chaussée.....	100
Figure 4.10 : Viaduc compris entre PK09+410 et PK10+375.....	102
Figure 4.11 : Coupe lithologique du sol.....	102
Figure 4.12 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente.....	108
Figure 4.13 : Disposition des pieux.....	113

LISTE DES SYMBOLS

Symbols	Significations	Unités
I_P	Indice de plasticité	(%)
VBS	Valeur au bleu de méthylène	(%)
LA	Los angles.	(%)
MDE	Micro Deval en présence d'eau.	(%)
FS	Friabilité des sables	(%)
I_C	Indice de consistance	-
IPI	Indice de portance immédiat	-
W_n	Teneur en eau naturelle	(%)
W_{optn}	Teneur en eau optimum proctor normal.	(%)
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	-
N	Nombre journalier de poids lourd à vide a l'année horizon	Pl/jr/sens
TjMA	Trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans	V/jr/sens
n	Année de prévision	Ans
PL	Pourcentage des poids lourds	(%)

LISTE DES SYMBOLS

TPLi	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	-
Teq	Temperature équivalente.	°c
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).	-
KΘ	Facteur lie à la température	-
Kne	Facteur lie au nombre cumule d'essieux équivalents supporte par la chaussée	-
Kr	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	-
(ε t, adm)	Déformation admissible de traction	-
C	Coefficient égal à 0.02	-

LISTE DES SYMBOLS

Kd	Facteur lié aux effets des discontinuités (fissures) et gradient thermique	-
E	Module de Young	MPa
$\sigma(t,adm)$	Contrainte admissible de traction	KPa
σ_t	Contrainte de traction	KPa
ϵ_t	Deformation horizontale (traction)	-
ϵ_z	Deformation verticale (compression)	-
FR	Coefficient de fragmentation	-
τ	Résistance au cisaillement	KPa
C	La cohésion	KPa
ϕ	Angle de frottement	°
U	Pression interstielle d'eau	KPa
Sr	Degrée de saturation	(%)
q_0	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	-
V_0	Tassement en tête du pieu	Cm
Q	La charge de l'ouvrage appliquée sur le pieu	KN
Iv	Facteur de tassement	-

LISTE DES SYMBOLS

E(D)	Module de Young en tête du pieu	MPa
B	Diametre du pieu	m
W	Teneur en eau	(%)
W_P	Limite de plasticité	-
γ_h	Poids volumique humide du sol	KN/m ³
γ_d	Poids volumique sec du sol	KN/m ³
CC	Coefficient de compressibilité	-
Cg	Coefficient de gonflement	-
PC	Pression de compressibilité	bars
RC	Resistance a la compression	bars
Pl	Pression limite	KPa
Pf	Pression de fluage	KPa
Em	Module pressiométrique	MPa
D	La fiche du pieu	m
γ	Poids volumique du sol	KN/m ³
Θ_{eq}	Température équivalente	°c
CaCo3	Carbonate	(%)
CO2	Anhydride Carbonique	(%)
NaCl	Chlorure	(%)
So42H2O	Sulfates	(%)
h	Ancrage de la fondation dans la couche porteuse	m
TCi	Trafic cumulé	PL/j/sens
TCEi	Trafic cumulé équivalent	essieu 13t/ durée vie

LISTE ABREVIATIONS

- 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.
- SETRA** : Service d'étude technique des routes et autoroutes.
- 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.
- CU** : consolidé non drainé.
- PU** : puits de reconnaissance.
- MNT** : Matériaux non traités.
- MTB** : matériaux traités au bitume.
- MTLH** : matériaux traité au liant hydraulique.
- OPN** : essai de Proctor Normal.

LISTE ABREVIATIONS

OPM : essais de Proctor Modifié.

AG : arène granitique.

BCg : béton de ciment.

SG : sable gypseux.

TUF : tuf calcaire.

Zu : zone utile.

Nfond : nombre de pieu fondamental.

Nacc : nombre de pieu accidentel.

Nrare : nombre de pieu rare.

NQp : nombre de pieu quasi-permanent.

INTRODUCTION GENERALE

Les routes ainsi que les ouvrages d'art qui en font partie, permettent de faciliter la circulation des engins en toute saison, dans des conditions suffisantes de confort et de sécurité. Elles constituent l'un des piliers importants de l'économie d'un pays. En effet, elles jouent un rôle important dans le secteur des transports et des communications et participe même à améliorer la qualité de l'environnement et de la qualité de vie des citoyens.

Le projet routier moderne apparaît comme un assemblage d'éléments de constructions répétitifs, agencés de telle sorte qu'elles répondent aux impératifs de confort et de sécurité cités. Cet assemblage, dépend plus particulièrement du trafic et de ses variations, de l'importance des besoins d'échange à satisfaire et notamment de la longévité espérée de l'ouvrage à construire. Ainsi, la croissance socio-économique impose au secteur des travaux publics l'extension des réseaux routiers.

La wilaya de Tipaza connaît une réelle saturation de son réseau routier, plus précisément de la route nationale côtière (RN11). Pour cela, la solution choisie est la construction d'une nouvelle route, qui fera office de contournement interurbain, reprenant le trafic de transport dans la région et en même temps constituant une continuité vers l'ouest du pays.

Ce présent projet de fin d'études, consiste à faire le dimensionnement de la chaussée d'un tronçon routier de longueur de 3 Km, constituant le contournement de la ville de Cherchell, ainsi que la conception des fondations d'un pont (viaduc), situé sur la même voie du contournement.

Ce mémoire, est principalement divisé en quatre chapitres comme suit :

Chapitre I : Il contient des informations générales sur les chaussées (structure, type, matériaux de construction, dimensionnement) ainsi que les types de structures rencontrées le long de tracé.

Chapitre II : Il contient un aperçu de la géomorphologie, de la géologie, de l'hydrogéologie, du climat et de la sismicité du site d'étude.

Chapitre III : Il présente les différents essais géotechniques effectués le long du tracé routier au laboratoire ou in situ avec une interprétation des résultats trouvés.

Chapitre IV : Il concerne le dimensionnement de corps de chaussée utilisant principalement les méthodes (CBR et CTTP) avec une vérification des déformations en utilisant le logiciel alize III ainsi la conception des fondations de l'ouvrage d'art (viaduc).

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

1.1 Introduction :

Le dimensionnement des structures de chaussée constitue une étape importante de l'étude d'un projet routier. Pour cela il faudra non seulement assurer à la route de bonnes caractéristiques géométriques mais aussi de bonnes caractéristiques mécaniques. En effet une fois réalisée, la chaussée devra résister aux agressions des agents extérieurs et à la surcharge d'exploitation tel que l'action des essieux des véhicules lourds et l'effet des agents atmosphériques tel que, gradients thermiques, pluie, neige et verglas. A ce titre, la qualité de la chaussée est primordiale, son processus de réalisation nécessite donc une bonne reconnaissance du sol support et un choix judicieux des matériaux à utiliser. Pour la réalisation d'une route en milieu naturelle on est toujours contrarié par des obstacles naturels et pour les affrontés, la réalisation d'ouvrages d'art tel que, tunnels, ponts ou viaducs est souvent la solution adoptée.

Au cours de ce chapitre, des détails sur la chaussée, structure, types, matériaux de construction et les différentes méthodes de dimensionnement ainsi qu'un aperçu sur les ouvrages d'arts (ponts) et les types de fondation qui leur sont appropriés seront présentés dans ce qui suit.

1.2 Les chaussées :

1.2.1 Définition :

La chaussée est une structure multicouche, mise en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée, constituée du sol terrassé, dit sol support, le plus souvent surmonté d'une couche de forme.

- **Au sens géométrique :**

C'est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.

- **Au sens structurel :**

C'est l'ensemble des couches de matériaux superposées de façon à permettre la reprise des charges.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

1.2.2 Structure (différentes couches) d'une chaussée :

Les différentes couches constituant la chaussée sont représentés dans la **figure 1.1** ci-dessous :

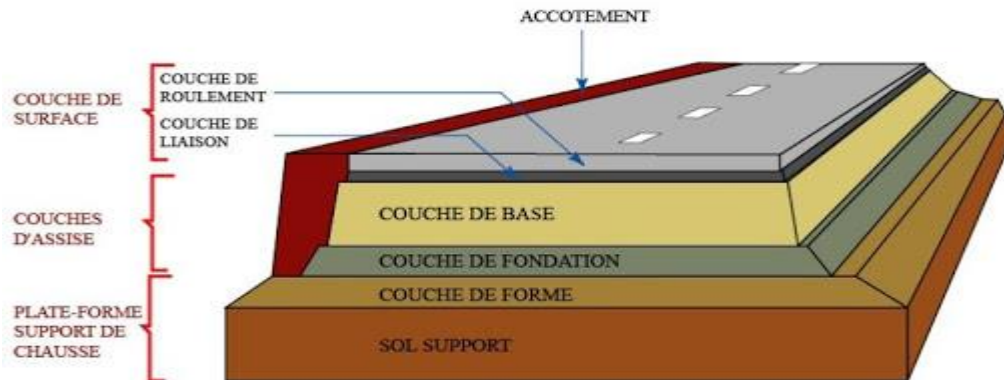


Figure 1.1 : Structure d'une chaussée

A. Couche de surface :

Elle est composée de deux couches :

- Couche de roulement : la couche supérieure où s'appliquent les actions du trafic et du climat.
- Couche de liaison : qui lie la couche d'assise et qui assure la protection vis-à-vis des infiltrations des eaux et des sels et les pollutions en surface. [3]

B. Couche d'assise :

L'assise de la chaussée est généralement constituée de deux couches, **la couche de fondation** et, par-dessus, **la couche de base**. Ces couches, généralement constituées de matériaux liés, permettent à la chaussée de résister mécaniquement aux charges induites par le trafic. [3]

C. Platform support de chaussée :

Le **sol support** est généralement surmonté d'une **couche de forme** pour former un ensemble appelé **plate-forme support de chaussée**. Cette dernière sert comme support au corps de chaussée. [3]

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

- **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. [3]
- **Sol support** : Son rôle est de porter le corps du chaussée. [3]

1.2.3 Types de structure de chaussée :

Selon la nature des matériaux utilisés dans les couches de chaussées, on distingue 3 catégories de chaussées routières, tableau I.1 : [16]

Tableau 1.1 : Les différents types de chaussée.

Types de chaussées	Caractéristiques	Structure de chaussées
Chaussées souples (Figure 1.2)	Structure de très faible rigidité, fortement dépendante de celle du sol et de ses variations. Les efforts verticaux sont transmis au support avec une faible diffusion latérale. Les matériaux utilisés dans la structure sont : les graves bitumes, graves non traitées (GNT).	<ol style="list-style-type: none"> 1) Couche de surface en matériaux bitumineux. 2) Matériaux bitumineux d'assise ≤ 15cm. 3) Matériaux granulaires non traités (20 à 50 cm). 4) Plate-forme support.
Chaussées semi-rigides (Figure 1.3)	Elles comportent une couche de roulement bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposées en une ou deux couches dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Couche de surface en matériaux bitumineux (6 à 14cm). 2. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 50cm). 3. Plate-forme support.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

Chaussées rigides (Figure 1.4)	Structure comportant une couche en béton de ciment de 15 à 40cm, recouverte par un béton bitumineux très mince, reposant soit sur une fondation soit directement sur le support sur béton bitumineux.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dalle ou béton armé continu. 2. Béton maigre ou béton bitumineux 3. Plate-forme support.
---	---	---

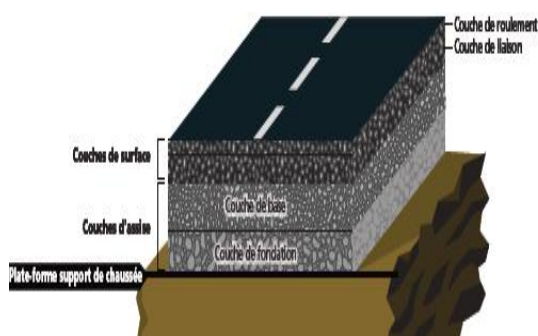


Figure 1.2 : Chaussée souple. [16]

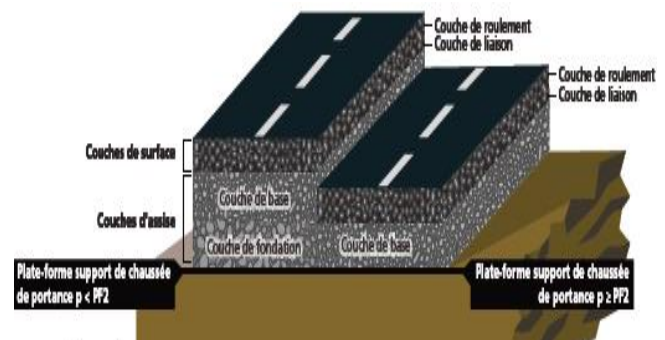


Figure 1.3 : Chaussée semi-rigide. [16]

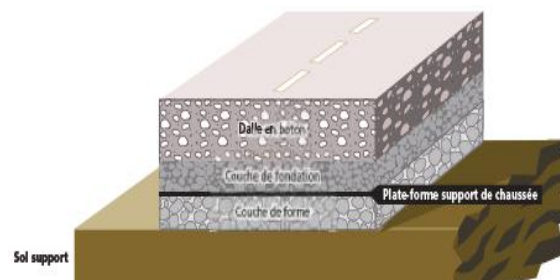


Figure 1.4 : Chaussée rigide. [16]

1.2.4 Nature et classification des matériaux constituant la chaussée :

La structure de la chaussée peut contenir divers matériaux, des sols naturels, des matériaux rocheux, certains sols organiques et sous-produits industriels, asphaltes et liants hydrauliques.

Le Guide des terrassements, remblais et construction de base (LCPC, SETRA, GTR) fournit une classification de ces matériaux pouvant être utilisés en remblai et coche de forme basé principalement sur de tests d'identification, d'état et de comportement mécanique.

1.2.4.1 Sols naturels :

Les paramètres retenus pour la classification se rangent en trois catégories, les paramètres de nature, les paramètres de comportement mécanique et les paramètres d'état.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

A. Paramètres de nature :

Ils se rapportent à des caractéristiques intrinsèques, c'est-à-dire qui ne varient pas ou peu, ni dans le temps ni au cours des différentes manipulations que subit le sol au cours de sa mise en œuvre. Ils sont définis principalement par la dimension maximale du plus gros élément du sol (D50mm) et sont argilosité caractérisés par l'indice de plasticité (Ip) et la valeur du bleu de méthylène (VBS).

B. Paramètre de comportement mécanique :

Les paramètres de comportement considérés dans la classification sont : les coefficients Los Angeles (LA) et micro-Deval en présence d'eau (MDE) et le coefficient de friabilité des sables (FS).

C. Les paramètres d'état :

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propres au sol mais en fonction de l'environnement dans lequel il se trouve.

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la présente classification est l'état hydrique défini par cinq états (très humide, humide, moyen, sec et très sec). Son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme. Un exemple de classification des sols est donné en ANNEX.

1.2.4.2 Matériaux rocheux :

Pour caractériser un massif rocheux en vue de son emploi en remblai ou en couche de forme, Il faut procéder en un premier temps à l'identification, de la **nature pétrographique** pour la détermination des familles des roches. La seconde étape vise à préciser comment le matériau va se comporter tout au long des phases successives : extraction, chargement, régilage, compactage sous la circulation des engins lourds et sous la pluie, et s'il risque encore d'évoluer, une fois l'ouvrage en service, sous l'action des contraintes mécaniques, de l'eau ou du gel. Ceci peut se faire par la détermination des caractéristiques mécaniques du matériau définis par les coefficients Los Angeles (LA), Micro Deval (MDE), la masse volumique, le coefficient de fragmentabilité (DG) et de fragilité (FR). Un exemple de classification des sols est donné en ANNEX.

1.2.4.3 Sols organiques et sous-produits industriels :

Cette classification concerne les matériaux spécifiques (sols organiques et sous-produits industriels) dans le cas où leur utilisation en tant que remblais et couche de forme s'avèrent utilisés être intéressants du point de vue technique et économique tant qu'il ne nuit pas à l'environnement. Un exemple de classification des sols est donné en ANNEX.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

Tableau 1.2 : Classification générale des sols organiques, sous-produits industriels.

Famille de matériaux	Symbole	Paramètre(s) considéré(s) comme significatif(s) vis-à-vis du réemploi
Matériaux naturels renfermant des matières organiques	F ₁	Teneur en matières organiques puis examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.
Cendres volantes silico-alumineuses	F ₂	Rapport entre leur teneur en eau naturelle et leur teneur en eau optimum Proctor normal et valeur de l'IPI à la teneur en eau naturelle.
Schistes houillers	F ₃	Taux de combustion et examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B, C, D ou aux matériaux rocheux.
Schistes des mines de potasse	F ₄	Teneur en NaCl et pour ceux à faible teneur, examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.
Phosphogypse	F ₅	Mode d'obtention comportant ou non une neutralisation à la chaux, examen de la granulométrie et de la teneur en eau.
Mâchefers d'incinération d'ordures ménagères	F ₆	Taux d'imbrulés et d'éléments solubles, qualité du déferrailage, du criblage et de l'homogénéisation, durée du stockage, présence ou non de cendres volantes de combustion.
Matériaux de démolition	F ₇	Qualité du déferrailage et de l'homogénéisation, présence d'éléments indésirables (plâtres, bois...), granulométrie.
Laitiers de hauts-fourneaux	F ₈	Caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols B, C, D, ou aux matériaux rocheux.
Autres sous-produits industriels	F ₉	Paramètres à définir à l'appui d'une étude spécifique.

1.2.4.4 Les granulats :

Ce sont des fragments de minéraux de natures et grosseurs différentes. Destinés aux travaux de construction, de BTP, de décoration intérieure ou extérieure, ils s'utilisent selon les cas en mélange avec d'autres matériaux ou tels quels. Ils proviennent principalement de l'extraction terrestre. Les carrières de roches meubles alluvionnaires fournissent les sables et les graviers « roulés ».

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

1.2.4.5 Les enrobés :

Mélange dosé de granulats et de filler enrobés de bitume ou de goudron, utilisé pour les couches supérieures des chaussées et pour les revêtements étanches de canaux ou de barrages. Ce sont principalement les Béton bitumineux (BB), les graves bitumes (GB) et les sables bitumineux (SB). [3]

1.2.4.6 Matériaux à liant hydraulique :

Les liants sont des substances spéciaux utilisés dans la construction ou la rénovation des routes pour le traitement des sols en place ou en centrale, la fabrication de matériaux d'assises de chaussées ou encore le retraitement en place à froid des anciennes chaussées. Les matériaux au liant hydraulique sont représentés par les, grave laitier (GL), grave ciment (GC) et le béton de ciment. [3]

1.3 Dimensionnement de corps de chaussé :

Les méthodes de dimensionnements du corps de chaussée sont catégorisées en deux grandes familles :

- 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.

Pour cela on passera en revue les méthodes empiriques les plus utilisées :

1.3.1 Méthode américaine de l'AASHO : (Américain Association of state highway officiels) :

C'est une méthode empirique née à la suite d'un constat fait sur l'accroissement considérable de la circulation routière qui créait des dommages sur les chaussées américaines et l'exigence des ingénieurs à l'amélioration des techniques de conception routière. Elle est basée sur l'observation du comportement sous trafic de chaussées réelles ou expérimentales. Il s'agit d'établir par régression multiple, des relations entre la durée de vie, l'épaisseur des couches et les propriétés mécaniques des matériaux. [14]

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

1.3.2 Méthode C.B.R (California – Bearing – Ratio):

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

La détermination de l'épaisseur totale du corps de chaussée à mettre en œuvre s'obtient par l'application de la formule présentée ci-après : [13]

$$E_{eq} = \frac{100 + \sqrt{p} \times (75 + 50 \times \log\left(\frac{M}{10}\right))}{ICBR + 5} \quad (1.1)$$

L'application de la formule présentée ci-après :

ICBR : indice CBR (sol support).

P : charge par roue P = 6.5 t (essieux 13t).

Log : logarithme décimale.

E_{eq} : L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante :

$$e = a_1 e_1 + a_2 e_2 + a_3 e_3 \quad (1.2)$$

a₁ e₁ : couche de roulement.

a₂ e₂ : couche de base.

a₃ e₃ : couche de fondation.

a₁, a₂, a₃ : coefficients d'équivalence.

e₁, e₂, e₃ : épaisseurs réelles des couches.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

- **Coefficient d'équivalence :**

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

Tableau 1.3 : Coefficient d'équivalences et des épaisseurs des différents matériaux utilisés en structure de chaussée.

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 et plus
Grave bitume	1.60 à 1.70	-
Grave non traité (GNT)	1	-

1.3.3 La méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées

neuves(CTTP) :

L'utilisation de catalogue de dimensionnement fait appel aux mêmes paramètres utilisés dans les autres méthodes de dimensionnement de chaussées : trafic, matériaux, sol support et environnement.

Ces paramètres constituent souvent des données d'entrée pour le dimensionnement, en fonction de cela on aboutit au choix d'une structure de chaussée donnée.

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

- Approche théorique.
- Approche empirique.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

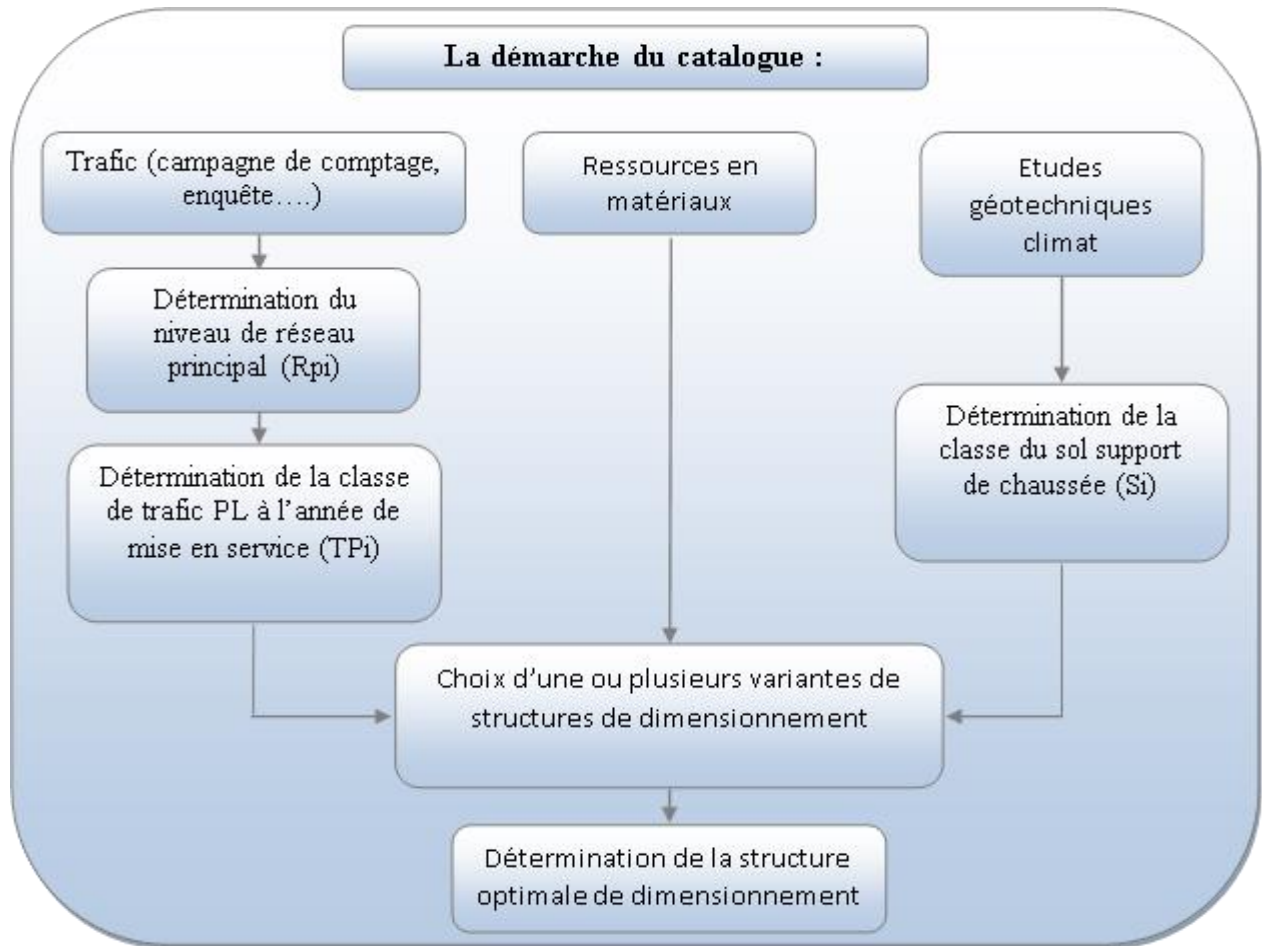


Figure1.5 : Schéma de la démarche de catalogue. [1]

a. Le trafic :

- **Choix du niveau de réseau principal :**

La détermination de la catégorie du niveau de réseau principal se fait à partir des critères donnés ci-dessous.

Réseau principal de niveau 1 (RP1) :

Dans ce niveau, tombent les liaisons supportant un trafic supérieur à 1500 véhicules 1 jour, les liaisons reliant deux chefs-lieux de wilaya et liaisons présentant un intérêt économique et /ou stratégique. Il s'agit essentiellement d'un réseau composé de routes nationales (RN).

Réseau principal de niveau 2 (RP2) :

Il est constitué de liaisons supportant un trafic inférieur à 1500 véhicules/jours. Ce réseau est composé de routes nationales (RN), de chemins de wilaya (CW) et de liaisons reliant l'Algérie aux pays riverains.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

- ✓ Choix des structures types par niveau de réseau principal :

Ce choix est fait en relation avec le type de réseau retenu (RP 1 ou RP2).

- **Détermination de la classe de trafic (TPLi) :**

Les classes de trafic (TPLi) adoptées dans les fiches structures de dimensionnement sont données, pour chaque niveau de réseau principal (RP 1 et RP2), en nombre de PL par jour et par sens à l'année de mise en service.

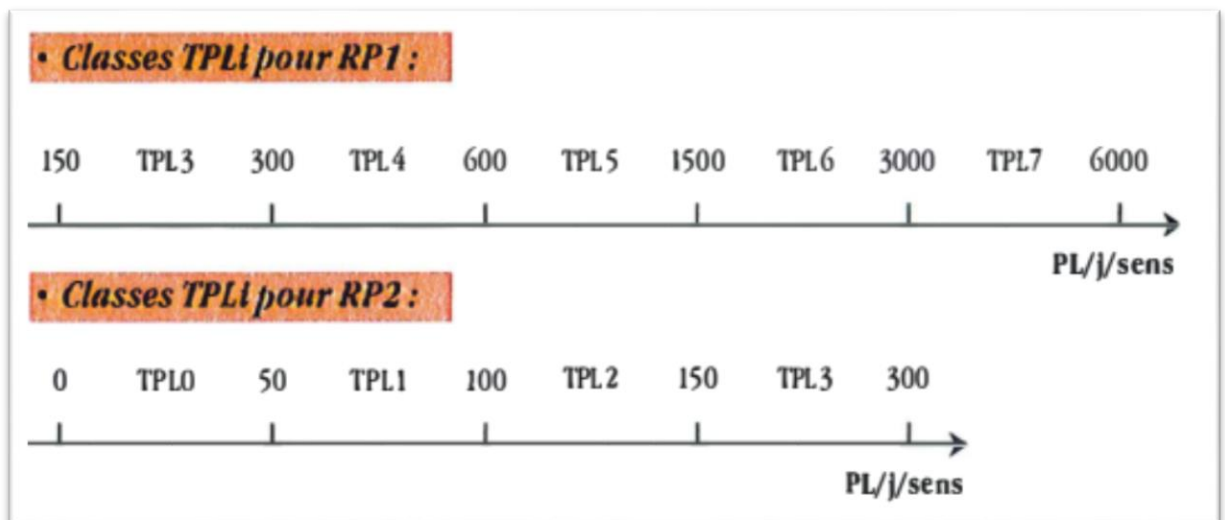


Figure 1.6 : Classes TPLi pour RP1 et RP2. [1]

- **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]

$$TCi = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (1.3)$$

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 :**

C'est le trafic à prendre en compte dans le calcul de dimensionnement, il correspond au nombre cumulé d'essieux équivalente de 13tonne sur la durée vie considéré, est donné par la formule suivante : [2]

$$TECi = TCi \times A = TPLi \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \times A \quad (1.4)$$

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

Avec :

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

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.5 ci-dessous, à partir de relation empirique suivante : [1]

$$E(\text{MPa}) = \text{CBR} \times 5 \quad (1.5)$$

Tableau 1.4 : 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 directement utilisées dans le calcul de dimensionnement des chaussées se rapportent :

- ✓ L'état hydrique du sol support.
- ✓ Cycles saisonniers de température.

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 Teq :

La température est déterminée en fonction de la zone climatique du terrain afin de dimensionner la chaussée.

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]

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

g. Calcul des contraintes et déformation du sol support :

(1) Calcule 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 de traction admissible ($\epsilon_{t, adm}$), de la couche de base bitumineuse est donné À travers la relation suivante : [2]

$$\epsilon_{t, adm} = \epsilon_6 (10^\circ\text{C}, 25 \text{ Hz}) \times K_{ne} \times K_{\theta} \times K_r \times K_c \quad (1.6)$$

Avec :

$\epsilon_6 (10^\circ\text{c}, 25\text{HZ})$: 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.

K_c : facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement absorbé sur la chaussée.

Tels que :

$$K_{ne} = \left(\frac{10^6}{TCEi} \right)^b ; K_{\theta} = \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{c})}{E(\theta_{eq})}} ; K_r = 10^{-tb\delta} \quad (1.7)$$

Avec :

$TCEi$: trafic en nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considéré ;

b : pente de la droite de fatigue ($b < 0$) ;

$E (10^\circ\text{c})$: module complexe du matériau bitumineux à 10°C ;

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

E (0eq) : 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 %).

$$\delta : f(\text{dispersion}) \quad \delta = \sqrt{sn^2 + \left(\frac{c}{b} sh\right)^2} \quad (1.8)$$

Avec :

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 de traction admissible (σ_r) à la base des couches traitées avec des liants hydrauliques montre la relation : [2]

$$\sigma(t, ad) = \sigma_6 \cdot K_{ne} \cdot K_r \cdot K_d \cdot K_c \quad (1.9)$$

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'y a pas de calcul des contraintes admissibles pour ce type de matériau. Il est nécessaire d'assurer une bonne sélection des propriétés des matériaux pour établir une bonne résistance à l'orniérage. Il faut aussi assurez-vous que le sol porteur n'est pas trop déformable. [2].

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

(2) Vérification en fatigue des structures est de la déformation du sol

support :

La déformation verticale ε_z calculée par le modèle Alize III doit être limitée à une valeur acceptable, qui résulte de la relation empirique déduite de la recherche statistique le comportement des chaussées algériennes est déterminé par la formule:[2]

$$\varepsilon(z,adm)=22 \times 10^{-3} \times (TCEI)^{-0.235} \quad (1.10)$$

✓ Matériaux traités au bitume (MTB) :

Il faudra vérifier que ε_t et ε_z calculées à l'aide d'Alize III, sont inférieures aux valeurs admissibles calculées, c'est à dire respectivement à $\varepsilon_{t,adm}$ et $\varepsilon_{z,adm}$. [2]

$$\varepsilon_t < \varepsilon_{t, adm} \text{ et } \varepsilon_z < \varepsilon_{z, adm}$$

✓ Matériaux traité au liant hydraulique (MTLH) :

Matériaux traités avec des liants hydrauliques (MTLH). Dans ce cas, il faudra également vérifier si les contraintes et déformations calculées par Alize III sont telles inférieures aux contraintes et déformations admissibles calculées : [2]

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

✓ Matériaux non traités (MNT) :

Pour matériaux non traité, la seule inspection doit être effectuée sur le sol porteur est : [2]

$$\varepsilon_z < \varepsilon(z,adm)$$

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

1.4 Ouvrage d'Art et les fondations appropriées :

1.4.1 Ouvrage d'Art (Viaduc) :

Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire de faible largeur par rapport à la longueur de l'ouvrage, et « pont » dans le cas contraire, qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux, plus grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir.

✓ **Éléments principaux d'un pont :**

Un pont comporte généralement quatre catégories d'éléments, figure 1.7 :

- les appuis.
- le tablier.
- les appareils d'appuis.
- les fondations.

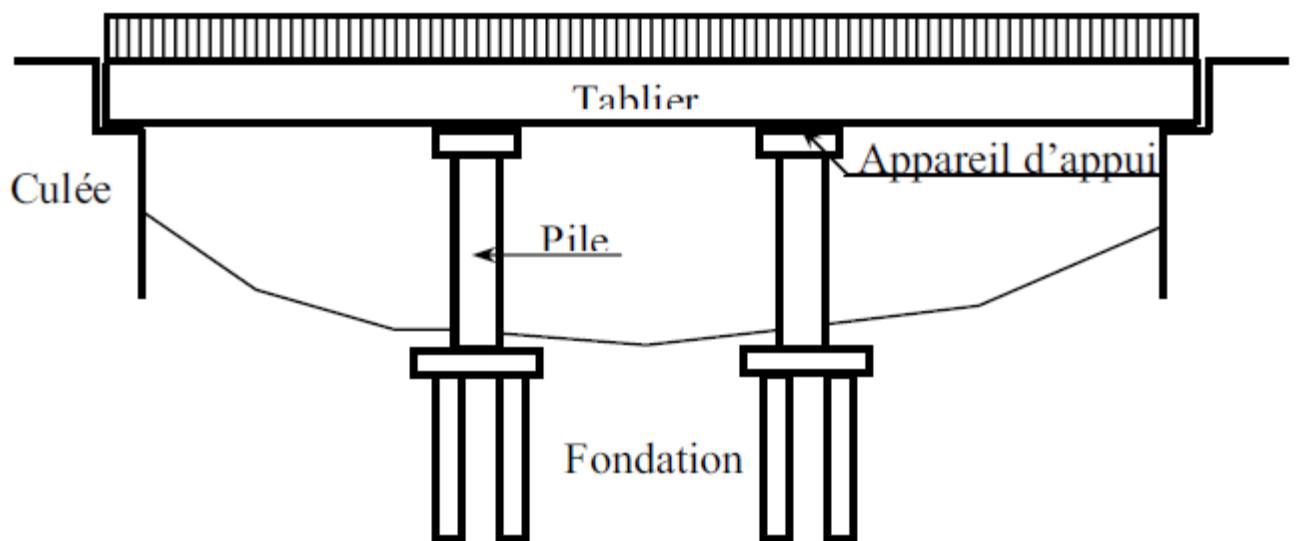


Figure 1.7 : Vue longitudinale d'un pont type.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

1.4.1.1 Appuis :

Ils supportent l'ouvrage jusqu'au niveau des fondations. On distingue deux types d'appuis, les culées, qui sont les appuis extrêmes et les piles, qui sont les appuis intermédiaires. Un appui peut être composé par un ou plusieurs voiles ou par des colonnes surmontées par un chevêtre.

1.4.1.2 Tablier :

C'est un élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comprend la couverture (revêtement) et la partie de l'ossature sensiblement horizontale située sous la voie portée. Le tablier comporte essentiellement des dalles. En plus, il peut comporter des poutres principales et des éléments secondaires (des entretoises ou pour les plus anciens ponts des longerons).

Le tablier comporte aussi tous les équipements indispensables à l'utilisation au fonctionnement et à la durabilité du pont. Les joints de chaussée, les systèmes d'étanchéité, la couche de roulement, les trottoirs, les corniches, les systèmes d'évacuation des eaux, la dalle de transition, etc.

1.4.1.3 Les appareils d'appui :

Le tablier repose sur les appuis à l'aide des appareils d'appui qui permettent le déplacement horizontal et vertical du tablier sous l'effet des charges. Les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté.

1.4.1.4 Fondation :

C'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit. Suivant la nature du sol, les fondations sont superficielles (semelles isolées ou filantes) ou profondes (pieux ou barrettes) ou semi-profond.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

1.4.1.4.1 Type des fondations :

Les différents types de fondation sont illustrés dans la figure 1.8.

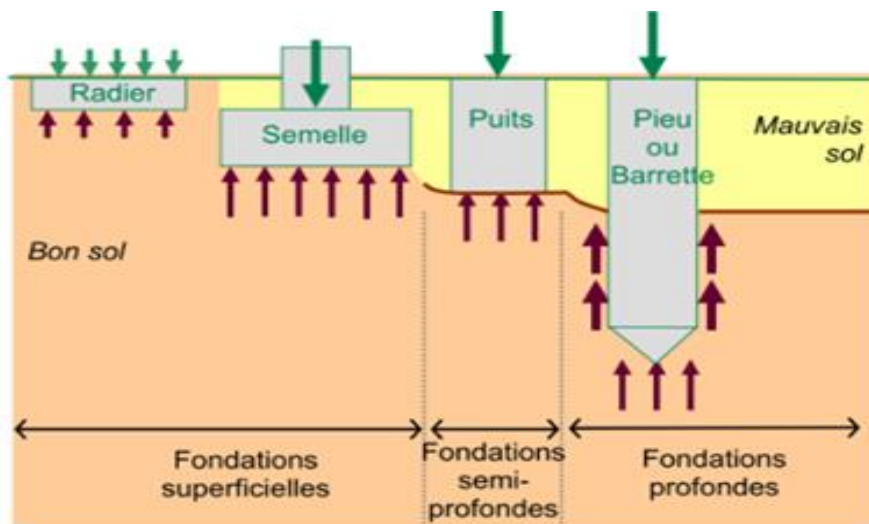


Figure 1.8 : Types des fondations.

A. Fondation superficiel :

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain naturel. [26]

Les fondations superficielles sont de trois types, figure 1.9 :

- Semelle isolée, placée sous un poteau.
- Semelle filante, placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés.

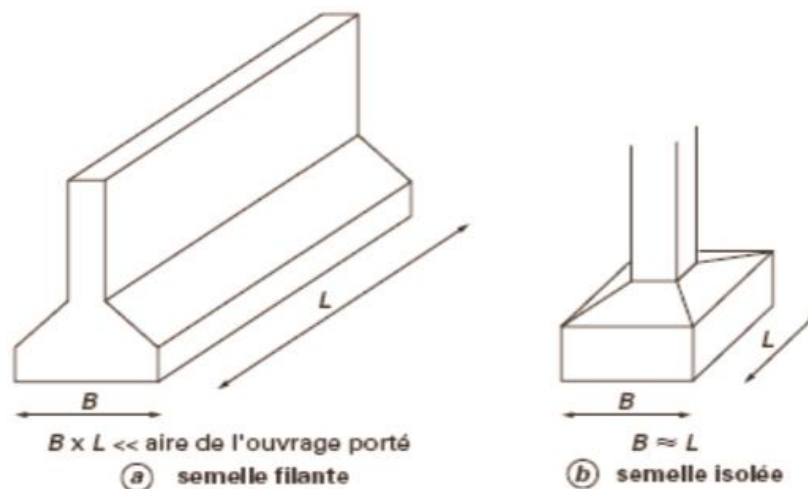


Figure 1.9 : Semelle filante et semelle isolé.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

B. Fondation semi-profonde :

Des fondations semi-profondes sont réalisées lorsque le bon sol ou la couche d'assise sont situés entre 3 et 6 m. Elles prennent appui sur des puits. Ces puits sont des fondations de forme parallélépipédique ou cylindrique, de section supérieure à 80 cm et pouvant aller jusqu'à 1,50 m. Ces fondations transmettent au sol les charges de l'ouvrage et les surcharges. [26]

C. Fondation profonde :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres. Un pieu est une fondation élancée, qui reporte les charges de la structure, sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol. Les pieux peuvent être classés selon le matériau constitutif (en bois, métal, béton armé). Les parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe, figure 1.10. [26]

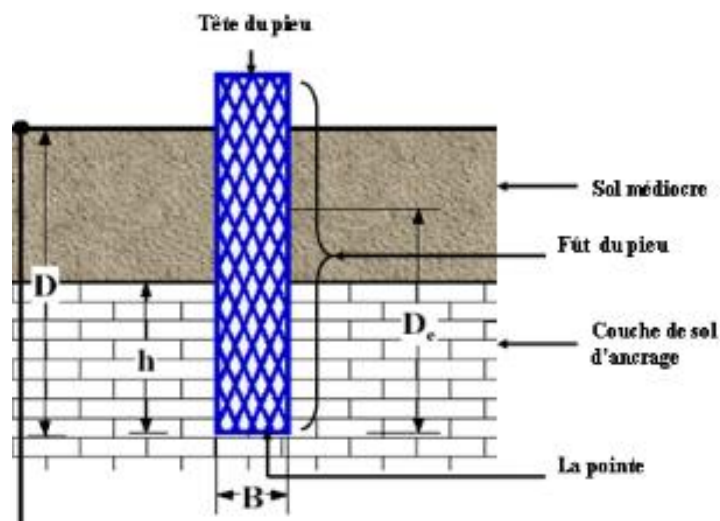


Figure 1.10 : Schéma représentant les différentes parties d'un pieu.

1.4.2 Calcul de la capacité portante des fondations profondes :

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante d'une fondation : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion « C » et de l'angle de frottement « ϕ » (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite « **pl** » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe « **qc** » du pénétromètre statique **SPT**.

La propriété la plus remarquable de la méthode pressiométrique du LCPC, est qu'elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux. La méthode pressiométrique tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalente et entourant un pieu ayant une fiche équivalente cette dernière sert à classer les fondations comme suit :

- Fondation profonde pour $D_e / B > 5$;
- Fondations semi- profondes pour $1.5 < D_e / B < 5$;
- Fondations superficielles pour $D_e / B < 1.5$.

La capacité portante sous une fondation profonde soumise à une charge verticale est donné par:
[4]

$$Q_i = K_p \cdot P_{le}^* \quad (1.11)$$

Avec :

K_p : facteur de portance en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

P_{le}* : pression limite nette équivalente.

Les étapes de calcul de la capacité portante liées à cette méthode sont données dans le chapitre 4

1.4.3 Tassement des fondations :

Le transfert de surcharge de la structure au sol, à travers les fondations provoque une déformation du sol sous-jacent, ce qui conduira à un tassement. Le tassement est le déplacement vertical vers le bas de la structure. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol / fondation, qui peut se manifester par l'action de la fondation sur le sol, à travers la surcharge transmise à la fondation ou à proximité de la nouvelle structure. Le tassement de la fondation est le résultat de trois éléments, tels que : [4]

$$S = S_i + S_c + S_f \quad (1.12)$$

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

Avec :

S : tassement de la fondation.

Si : tassement instantané.

Sc : tassement causé par une consolidation primaire.

Sf : tassement causé par une consolidation secondaire ou fluage.

1.4.4 Tassement des pieux :

Il existe de nombreuses méthodes pour calculer le tassement des pieux, il peut être déterminé expérimentalement sur la base d'un essai de charge statique, et il peut également être évalué par d'autres méthodes telles que : méthodes empiriques, théorie de l'élasticité, méthode de la théorie du transfert de charge ainsi que la méthode numérique. Dans ce qui suit, nous nous concentrerons sur la méthode de la théorie de l'élasticité.

Cette méthode suppose que le système pieu / sol a des propriétés élastiques isotropes. Les approches les plus couramment utilisées sont celles de Poulos (1968), Banerjee et Butterfield (1978) et Randolph (1978). Ces méthodes sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) sur le problème de la force verticale entrant dans une masse élastique semi-infinie. [21]

Le tassement en tête du pieu est donné en général par : [4]

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E(D) \cdot B}$$

(1.13)

Avec :

V₀ : tassement en tête du pieu.

Q : la charge de l'ouvrage appliquée sur le pieu.

I_v: facteur de tassement.

E(D) : module de Young en tête du pieu

B : diamètre du pieu.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LE PROJET ROUTIER.

1.5 Conclusion :

Dans ce chapitre introductif il était important pour nous dans un premier temps de donner des généralités sur la conception d'un projet routier, car cela nous aidera à comprendre les étapes de conception, afin de concevoir nous-même notre propre projet.

On constate que la réalisation d'un projet routier passe par plusieurs étapes :

- La réalisation d'une chaussée de bonne qualité qui passe d'abord par une bonne reconnaissance du sol support et un choix judicieux des matériaux a utilisé, lui permettant de résister aux agressions des agents extérieurs (L'environnement de la route et le climat essentiellement), et aux surcharges d'exploitations (trafic).
- Faire un bon dimensionnement pour le corps de chaussée en utilisant les :
 - CTP
 - CBR
- La conception des ouvrages d'art afin de surmonté les obstacles rencontrer dans le tracé de la route qui doit être basée sur des fondations semi-profondes ou profondes, en fonction de la capacité portante du sol porteur, et garantir que ces dernières (les fondations) résiste au risque de tassement.

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE PROJET, ETUDE GEOLOGIQUE, GEOMORPHOLOGIE, HYDROGEOLOGIQUE ET SISMIQUE ET LA ZONE.

2.1 Introduction :

Avant d'entamer un projet routier il est nécessaire de faire des études de base afin de faciliter la tâche de la réalisation, parmi ces études, identifier la géomorphologie, l'hydrogéologie, la sismicité, la nature géologiques des terrains constituant le site.

Au cours de ce chapitre, un aperçue sur la localisation du projet, son contexte géomorphologique, climatique, géologique, hydrogéologique et sismique sera présenté.

2.2 Situation géographique :

La zone de projet, se trouve dans la wilaya de Tipaza. Elle englobe dans sa partie Nord - Ouest, la commune côtière de Cherchell et dans la partie Sud - Est, les localités de Hadjout, Bourkika, Ahmeur El Ain et El Affroun. Figure 2.1.

Le contournement de la ville de Cherchell sera aménagé en deux fois deux voies sur un linéaire total de 17.5 kms. Notre projet concerne un tronçon de 3km, du PK 9+00 au PK 12+00. Il démarre du futur échangeur voie express RN11-CW109, Jusqu'au giratoire RN11-CW103 à proximité de Hadjret Ennous, qui se trouve à quelques encablures de Sidi Ghiles (côté Est). Cette zone est limitée au Nord par la mer Méditerranée, à l'Est par le massif du Chenoua, à l'Ouest par des terrains plats ou faiblement accidentés (en allant vers Sidi Ghiles) et au Sud par le massif forestier de Bou Maad.



Figure 2.1 : Carte de situation géographique.

**CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE PROJET, ETUDE GEOLOGIQUE,
GEOMORPHOLOGIE, HYDROGEOLOGIQUE
ET SISMIQUE ET LA ZONE.**

2.3 Géomorphologie :

Le tracé traverse deux zones de différentes morphologies, la zone de plaine et la zone montagneuse. La variante du tracé passe par des reliefs accidentés, ou la pente du terrain naturel est de plus de 35%, figure 2.2.

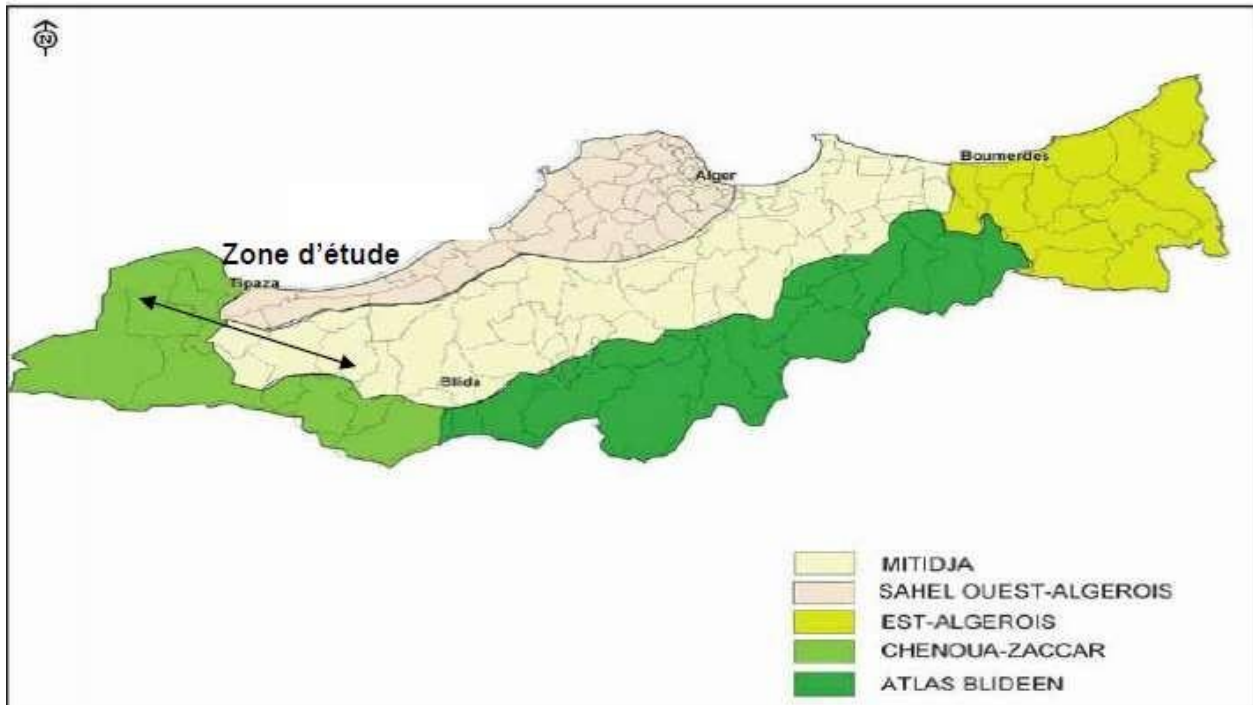


Figure 2.2 : Géomorphologie de la zone du projet.

Les photos ci-dessous illustrent les zones parcourues par notre tronçon du tracé :



Figure 2.3 : Zone PK 9+450.



Figure 2.4 : Zone PK 11+150



Figure 2.5 : Zone PK 12+00.

2.4 Climat :

Le climat de la région est subhumide avec un été chaud et un hiver doux dans la partie Nord (côté mer) et froid dans la partie Sud (côté montagneux). Les températures varient entre 33°C pour les mois chauds de l'été (juillet-Aout) à 5.7° pour les mois froids (Décembre-Février). La pluviométrie annuelle est comprise entre 600 mm et 800 mm, figure 2.6.

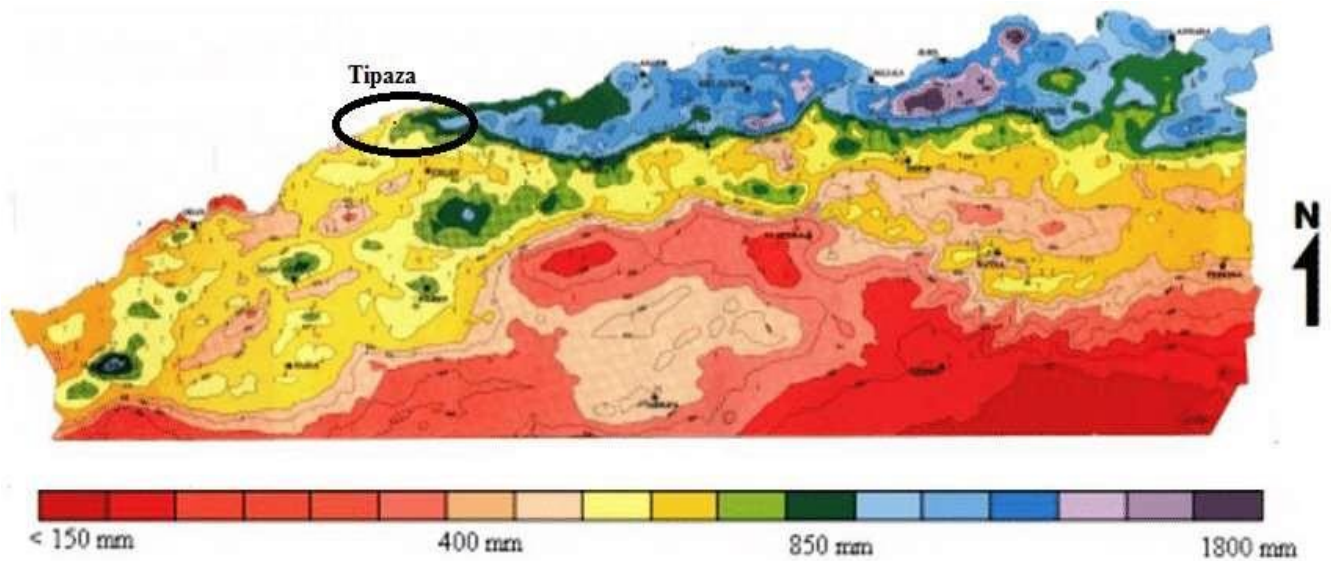


Figure 2.6 : carte de répartition des précipitations de la campagne agricole.

2.5 Géologie :

2.5.1 Géologie régionale :

Notre zone d'étude fait partie du domaine tellien, figure 2.7. Les formations qui affleurent dans le périmètre d'investigation appartiennent au Secondaire pour ce qui est du piedmont de l'Atlas et de l'arrière-pays Cherchell. Ces différents terrains sont datés du Crétacé. Le Tertiaire et le Quaternaire qui englobent des terrains de l'Eocène et l'Oligocène se retrouvant au niveau de l'Atlas, puis vient le Miocène et le Pliocène qui caractérisent les formations du bombement du sahel. Ce n'est qu'après les mouvements tectoniques post-astiens que le Sahel s'individualise en une ride anticlinale, d'altitude maximale de 265 m.

La tectonique (distensive), d'âge Miocène moyen a donné naissance à des bassins néogènes de la Mitidja et du Cheliff. Au Plio-quaternaire, une tectonique compressive a accentué les reliefs dont les produits d'érosion provenant de l'atlas viennent combler le bassin Néogène de la Mitidja. Cette tectonique s'exprime dans les temps les plus récents par la déformation des terrains quaternaires et par une sismicité active bien connue dans la Mitidja.

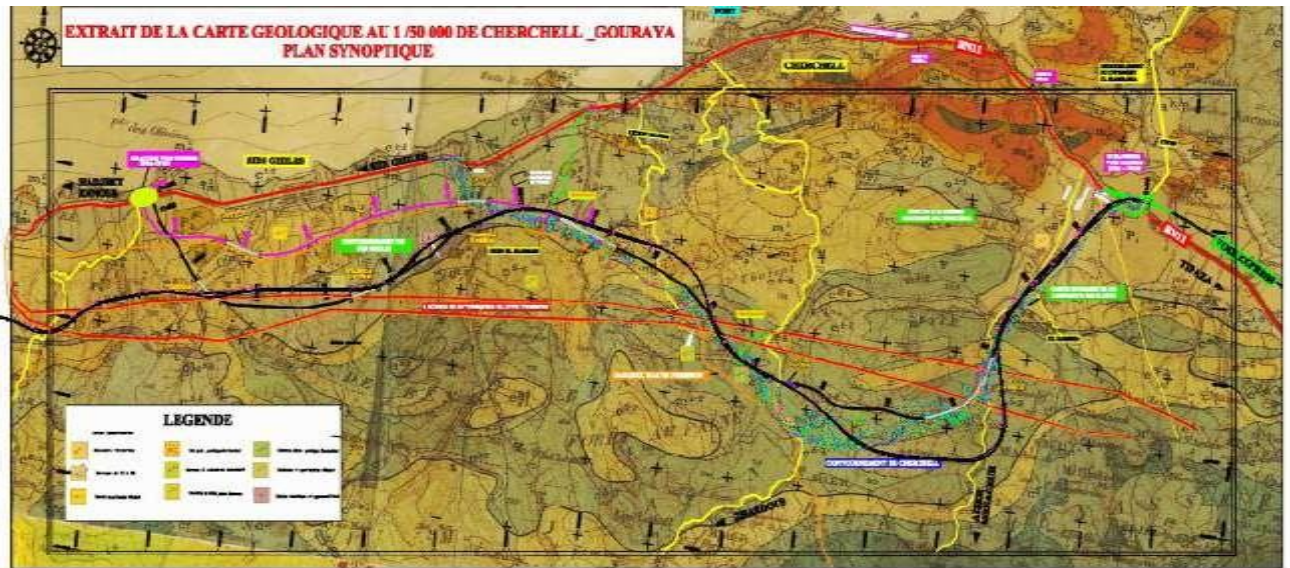


Figure 2.7 : Carte des unités géologique de la ville de CherChell.

La légende de la carte est la suivante :

- 1 : Terrains métamorphiques ; 2 : Socle primaire ; 3 : Trias ; 4 : Jurassique ; 5 : Crétacé 6 : Éocène ; 7 : Oligocène ; 8 : Miocène anté-nappes ; 9 : Miocène post-nappes ; 10 : Pliocène ; 11 : Villafranchien ; 12 : Calabrien ; 13 : Quaternaire marin ; 14 : Quaternaire continental ; 15 : Magmatisme indifférencié.

2.5.2 Géologie locale (au droit du tracé) :

2.5.2.1 Géologie superficielle :

La consultation de la carte Cherchell-Gouraya, (1/50 000) a permis de déterminer la formation de surface lors de la traversée de l'itinéraire.

L'itinéraire pénètre principalement dans les œuvres du Crétacé qui sont les plus représentatives de la région de Cherchell et forment généralement des terrains montagneux. Les formations attribuées à Mio-Plio-Quaternaire sont limitées et impliquent le début et la fin du parcours.

2.5.2.2 Géologie en profondeur :

L'examen des coupes des sondages carottés, des puits de reconnaissance géotechnique, et des coupes lithologiques des sondages pressiométrique, permis d'identifier la nature des formations traversées par le tracé. D'une façon générale, la lithologie du terrain se présente comme suit :

1) Terrains Crétacés :

✓ **Les grès calcaires :**

Ce genre de strate se situent dans le tronçon de modification ne se répartit pas dans une sphère large, mais se dévoile seulement par le forage n° GK04, au niveau du PK9+900. Cette couche s'expose directement à la surface jusqu'au fond du trou (du forage). Le corps de la roche de cette couche est assez bien intact, présente une couleur jaune clair, contenant une petite quantité de débris graveleux, occasionnellement avec des concrétions de calcite. Le corps de la roche est bien dur, figure 2.8.



Figure 2.8 : Carottes de grès-calcaires.

✓ **Argiles schisteuses :**

Cette formation est très fréquente sur le linéaire du tracé, elle est mise en évidence par les sondages carottés **SC24** et **SC26** implantés respectivement aux PK11+200 et PK11+725.

✓ **Marne :**

De couleur grisâtre, elle est recoupée par le **SC22** (PK10+300) entre 4.00 m et 27 m de profondeur. Elle comprend des niveaux altérés friables et des niveaux compacts. La marne est surmontée d'une couche d'argile limoneuse altérée de 3.5 m d'épaisseur, figure 2.9.



Figure 2.9 : Marne compacte grisâtre.

✓ **Fragments de roches (grès calcaires) :**

De couleur beige, sont recoupés par le sondage **SC18** (PK10+775) entre 1.5 m et 7.00 m de profondeur. Ils reposent sur un schiste friable, figure 2.10.



Figure 2.10 : Fragments de grès calcaire.

Les fragments de grès calcaires sont parfois noyés dans une matrice argilo-marneuse à sableuse, figure 2.11. Ces matériaux sont recoupés par le sondage **SC23** (PK10+775) entre 4 m et 20 m de profondeur. Ils sont surmontés d'une couche d'argile marneuse altérée brunâtre de 4 m d'épaisseur.



Figure 2.11 : Fragments de grès calcaire noyés dans une matrice argileuse.

✓ **Argilite :**

Roche argileuse compacte de couleur grisâtre parfois fragmentée, elle est recoupée à des profondeurs variables par le sondage **SC26** (PK11+725) entre 17.50 m et 20 m, figure 2.12.



Figure 2.12 : Argilite d'aspect rocheux.

2.6. Hydrogéologie :

2.6.1 Hydrogéologie régionale :

Le drainage judicieux des eaux superficielles et souterraines, garantit la pérennité de l'infrastructure, par conséquent la connaissance de l'hydrogéologie du présent projet est nécessaire.

2.6.2.1 Eaux superficielles :

Le site du présent projet est creusé par plusieurs oueds et écoulements, notamment oued Bellah, oued Hafiri, oued El Hamam, oued Sidi Ghiles Messelmoune. Ces cours d'eaux sont nés dans l'atlas tellien et oued Hachem dans l'atlas blidéen. Ils traversent la plaine du sud au nord, puis franchissent le Sahel par des cluses. Tous ces oueds présentent les caractéristiques des oueds algériens, secs en été ils pouvant devenir très violents, inondant et coupant les routes pendant la période des pluies (averses importantes).

2.6.2.2 Eaux souterraines :

La région d'étude renferme deux réservoirs aquifères : l'aquifère Astien et l'aquifère alluvial Quaternaire. Ces deux aquifères sont séparés dans toute la plaine par un complexe argilo-marneux.

✓ L'aquifère Astien :

Il s'étend sous la majeure partie du bassin alluvial et affleure principalement dans le Sahel, il se compose de calcaire et de grès comportant occasionnellement des passages argileux. L'épaisseur moyenne de cet aquifère est de 100 à 130 m. Il repose sur un substratum imperméable, constitué par les marnes grises et bleues du Plaisancien. Malgré sa grande étendue, le réservoir astien dont la direction principale de l'écoulement est horizontale, ne possède qu'une importance limitée dans les ressources totales en eau.

✓ L'aquifère alluvial (Quaternaire) :

Ce réservoir, est de loin le plus important, les écoulements souterrains se font depuis les bordures du Sahel vers la plaine de la Mitidja. Les sédiments argileux plastiques de la formation de Mitidja et les sédiments fluviaux récents, constituent l'aquifère le plus important de la plaine de Mitidja. Cet aquifère, composé de graviers et de galets, alternant avec des limons et argiles, occupe toute l'étendue de la plaine. Sa limite inférieure est constituée par les marnes et sa limite supérieure est libre sauf dans quelques zones où la

**CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE PROJET, ETUDE GEOLOGIQUE,
GEOMORPHOLOGIE, HYDROGEOLOGIQUE
ET SISMIQUE ET LA ZONE.**

nappe est captive sous les limons. Cet aquifère se développe sur une épaisseur de 100 à 200 m en moyenne et va en s'amincissant vers ces bordures nord et sud. La nappe est alimentée par infiltration des précipitations sur la plaine, et à partir des cours d'eau et des ruissellements sur les piedmonts de l'Atlas.

2.6.2.3 Hydrogéologie locale :

Dans la zone d'étude, la nappe phréatique dominante est alluvionnaire d'âge Quaternaire constituée d'une couche argilo-caillouteuse. La nappe est drainée par exploitation et évaporation, elle est approvisionnée par les eaux de pluie pendant saison pluvieuse et l'irrigation agricole. Le niveau de nappe varie avec le temps saisonnier, d'où la nécessité d'effectuer de nouvelles lèves piézométriques.

Tableau 2.1 : niveau de la nappe en fonction de profondeur dans la zone de projet.

N° Sondage	PK	Niveau de la nappe (m)	Lithologie
SC19 (remblai)	09+150	13.80	Intercalations de schiste fragmenté friable et d'argilite
SC21	09+750	03.00	Marne friable
SC22	10+300	détérioré	-
SC23 (déblai)	10+775	7.50	Fragments de grès calcaire dans une matrice argilo-marneuse
SC24	11+200	10	Argile altérée sableuse à graveleuse
SC26	11+725	détérioré	-

2.7 Sismicité :

L'activité sismique de la zone est un facteur très important dans la conception structurelle à long terme. Par conséquent, il doit être déterminé en référence aux règles sismiques en Algérie. RPOA version 2008. Selon RPOA, l'Algérie est conçue en cinq zones sismiques, figure 2.13, et qui sont définis-dans le tableau 2.2 suivant :

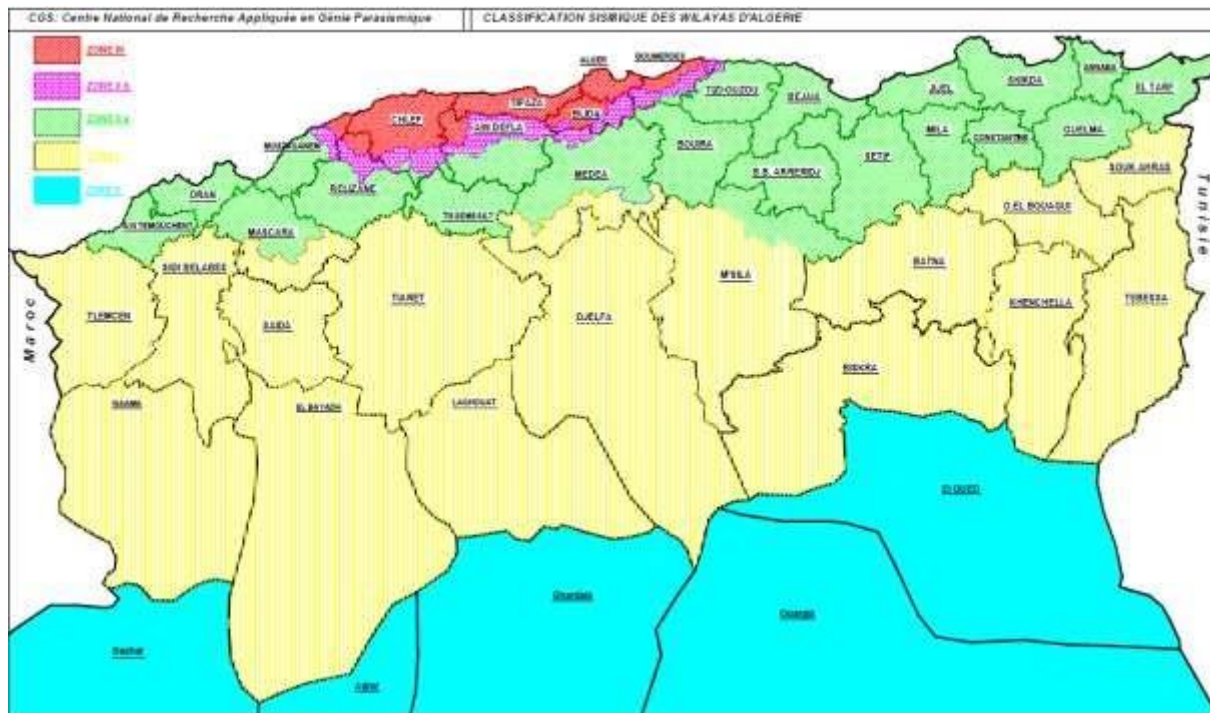


Figure 2.13 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Tableau 2.2 : Division du territoire algérienne dans diverses zones de sismicité.

Zone	0	I	IIa, IIb	III
Sismicité	Négligeable	Faible	Moyenne	Elevé

Selon la carte zonale sismique et la division du territoire Algérien donné par le RPA Algérien, la zone d'étude appartenant à la wilaya de Tipaza tombe dans la zone III, classée comme étant une zone à forte séismicité.

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE PROJET, ETUDE GEOLOGIQUE, GEOMORPHOLOGIE, HYDROGEOLOGIQUE ET SISMIQUE ET LA ZONE.

Concernant la classification des ouvrages, le règlement parasismique Algérien (RPA) propose une subdivision des ouvrages en fonction de leur importance en quatre groupes. Ces derniers sont définis comme suit :

- ❖ Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale ;
- ❖ Groupe 1B : ouvrages de grande importance ;
- ❖ Groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne ;
- ❖ Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Chaque zone sismique définie dans le tableau 2.2 ci-dessus est caractérisée par des coefficients d'accélération spécifiques dont la valeur est fonction de la classification de l'ouvrage (groupes), tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Coefficient d'accélération (A)

Zone				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

2.8 Conclusion :

D'après l'analyse des données géologiques, morphologiques, climatiques, hydrogéologiques et sismique, il en ressort que :

- La géomorphologie du tracé est caractérisée par deux zones, une zone de plaine et une zone montagneuse avec des reliefs accidentés présentant des pentes du terrain naturel de plus de 35%.
- Les terrains rencontrés le long et aux alentours du tracé sont caractérisée par des formations d'argile schisteuse parfois marneuses, ainsi que de formation rocheuse constituées principalement de bans de Grés et de Calcaires.
- Le climat de la région est subhumide avec un été chaud et un hiver doux dans la partie Nord (côté mer) et froid dans la partie Sud (côté montagneux).
- Le réseau hydrographique de la zone d'étude est représenté principalement par des oueds. Ces derniers sont secs en été et peuvent devenir inondant et très violents pendant la période des pluies.
- L'analyse hydrogéologique de la zone d'étude révèle l'existence deux réservoirs aquifères, l'aquifère Astien et l'aquifère alluvial Quaternaire.
- La zone d'étude est classée zone **III**, zone à sismicité élevé selon le **RPOA**.

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

3.1 Introduction :

La campagne de reconnaissance géotechnique in situ et au laboratoire est une opération incontournable pour n'importe quel projet en génie civil. Les résultats issus de la campagne de reconnaissance géotechnique in situ et au laboratoire concernant l'identification des terrains ainsi que détermination leurs caractéristiques physique, chimiques et mécaniques effectués dans la zone d'étude renfermant notre tronçon de route seront détaillés, classés et analysés dans ce qui suit.

3.2 Campagne de reconnaissance in situ :

La campagne de reconnaissance géotechnique institué établis pour l'identification et la détermination des paramètres physico-mécanique des terrains rencontrés le long du tracé a permis de réaliser :

- 03 puits de reconnaissance à la pelle mécanique, allant jusqu'à 3 m profondeur.
- 07 sondages carottés de 15 m à 45 m de profondeur (atteindre le substratum).
- 07 sondages pressiométriques allant de 15 à 30 m de profondeur.

REMARQUE : Certains essais (puits de reconnaissance, sondages carottés et pressiométriques), n'ont pu être exécutés par laboratoire, pour des raisons d'accès.

3.2.1 Puits de reconnaissance :

Les résultats obtenus à partir des différents puits (PU8, PU9, PU10) réalisés aux points de prélèvement PK09+075, PK10+975 et PK11+100 sont donnés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Nature géologique des puits de reconnaissance.

N° Puits	PU08 : PK09+075			PU9 : PK10+975	PU10 : PK11+100
Profondeur (m)	0.60-1.10	1.10-1.70	1.70-3.00	0.3-3.0	0.4-2.5
Nature géologique	Argile limoneuse	Argile marneuse	Argile marneuse altérée et schisteuse	Argile marneuse avec des fragments de roche schisteux	Argile limono-schisteuse

D'après les résultats présentés dans le (**Tableau 3.1**) les sols trouvés le long du tracé sont représentés principalement d'argile marneuse et d'argile limoneuse contenant parfois des fragments de roches (schistes).

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

3.2.2 Sondages carottés :

La nature des formations traversées par les différents sondages réalisés le long du tracé, sont représentées dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : lithologie du sol pour chaque sondage carotté.

Sondage	Profondeur (m)	Nature géologique
SC 19 (PK 09+150)	0.0 - 5.00	Fragments de schiste dans une matrice argilo-marneuse.
	5.0 - 10.00	Schiste argileux.
	10.00 - 12.00	Schiste d'aspect rocheux friable.
	12.00 - 20.00	Intercalation de niveaux de schiste fragmenté friable avec des argilites.
SC 21 (PK 09+750)	0.30 - 2.00	Argile marneuse.
	2.00 - 30.00	Marne.
SC 22 (PK 10+300)	0 - 4	Argile limoneuse altérée.
	4.00 - 27.30	Marne.
	27.30 - 30.00	Fragments d'argilite intercalés de marne friable.
SC 23 (PK 10+775)	0.00 - 4.00	Argile altérée marneuse.
	4.00 - 20.00	Fragments de roches (grès calcaire) dans une matrice argileuse.
SC 24 (PK 11+200)	0.00 - 5.00	Argile limoneuse.
	5.00 - 10.00	Marne argileuse à sableuse altérée.
	10.00 - 16.50	Argile altérée sableuse à graveleuse.
	16.50 - 20.00	Fragments de roche dans une matrice argileuse à schisteuse.
SC 25 (PK 11+525)	0.00 - 1.50	argile graveleuse avec débris de plantes.

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

	1.50 - 7.00	Argile graveleuse.
	7.00 - 7.50	Fragments de roche calcaire et marno-calcaire.
SC 26 (PK 11+725)	0.20 - 10.50	Argile altérée.
	10.50-15.50	Argile peu schisteuse d'aspect rocheux fragmenté.
	15.50-17.50	Argile schisteuse.
	17.50-20.00	Argilite d'aspect rocheux fragmenté.

D'après les résultats présentés sur le tableau ci-dessus, la lithologie présentée par les différentes formations est constituée d'un mélange de sol et de fragment de roches. Les sols sont représentés principalement par des argiles altérées (sableuses à graveleuse), argilites et des Marnes. Les fragments de roches sont de natures divers, Calcaires, Grés et Argilite avec un aspect schisteux.

3.2.3 Sondages pressiométriques (PMT) :

Les résultats des sondages pressiométriques (SP44, SP20, SP21, SP22, SP24, SP26 et SP28) réalisés dans notre tronçon donnant les pressions limites ainsi que la catégorie conventionnel des sols équivalente sont présentés dans le tableau 3.3 ci-dessous :

Tableau 3.3 : Résultats des sondages pressiométriques et catégorie conventionnel des sols.

Pressiomètre N°	PK	Profondeur (m)	Pressions limites PL(Bar)	Catégorie de sol
SP44	9+410	0.00-3.00	5.34-6.21	Argile mou
		3.00-5.00	5.34-6.49	Argiles et limons mous
		5.00-8.00	6.12-6.49	Argile et limons mous
		8.00-25.00	6.42-16.37	Argiles et limons mous à ferme
SP20	10+000	0.00-3.00	4.04	Sables graves lâches
		3.00-7.00	4.56-12.87	Argiles et limons mous à ferme
		7.00-14.00	15.60-29.16	Marne tendre
		14.00-16.00	29.32	Roche altéré
		16.00-30.00	44.48-77.34	Roche fragmentée
SP21	10+200	0.00-12.00	4.54-9.48	Argiles et limons mous
		12.00-24.00	11.04-26.35	Argiles et limons fermes
		24.00-30.00	25.51-49.78	Argiles très fermes à dures

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

SP22	10+375	0.00-11.00	2.92-8.95	Argiles et limons mous
		11.00-20.00	15.96-27.54	Marne tendre
SP24	11+150	01.50-6.00	2.89-10.09	Argiles et limons mous à fermes
		6.00-20.00	21.18-41.43	Marnes compactes
SP26	11+450	0.00-1.5	7.93	Argiles et limons mous
		1.50-4.50	11.47-15.67	Marnes tendres
		4.50-16.00	27.02-39.31	Roche altérée
		16.00-25.00	50.40-76.66	Roche fragmentée
SP28	11+775	0.00-16.00	1.06-5.89	Argiles et limons mous
		16.00-20.00	13.48-14.14	Argiles et limons fermes
		20.00-30.00	22.50-37.11	Marne tendre

L'analyse de diagramme de sondage pressiométrique, SP44, effectué au niveau de la culée 1 du viaduc 02 (la culée la plus sollicitée de notre viaduc) a permis de déterminer la pression de fluage P_f , la pression limite P_L , le module pressiométrique E_M , intervenant directement dans le calcul de fondation de l'ouvrage d'art. Le diagramme du sondage pressiométrique SP44 est présenté dans l'annexe A. (figure A.1). La limite de pression et les valeurs du module pressiométrique sont indiquées dans le tableau 3.4, ci-dessous :

Tableau 3.4 : Résultat de sondage pressiométrique SP44.

Profondeur (m)	Module pressiométrique E_m (bars)	Pression limite P_L (bars)	E/PL	Etat du sol
1	31.84	6.21	5.12	Argile sous consolidée
3	29.38	5.34	5.50	Argile sous consolidée
5	37.95	6.49	5.84	Argile sous consolidée
7	24.74	6.12	4.04	Argile remaniée ou triturée.
9	43.21	7.57	5.70	Argile sous consolidée
11	50.67	7.89	6.42	Argile sous consolidée
13	50.83	7.98	6.36	Argile sous consolidée

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

15	186.24	16.37	11.37	Argile normalement consolidée
17	32.59	6.42	5.07	Argile sous consolidée
19	36.92	6.73	5.48	Argile sous consolidée
21	41.17	7.16	5.75	Argile sous consolidée
23	49.32	7.92	6.22	Argile sous consolidée
25	48.44	7.86	6.16	Argile sous consolidée

D'après Les résultats présentés dans le tableau 3.4, ci-dessus que la valeur des pressions limite est faible comprise entre la valeur 5 et 8 à travers l'ensemble des profondeurs atteinte par le sondage, sauf pour le niveau de profondeur 15m. Le rapport E/P_l , classe le sol dans l'ensemble comme étant un sol présentant un en état sous consolidée. (Voir Annexe A, tableau A.17)

3.3 Campagne de reconnaissance en laboratoire :

Lors de la campagne de reconnaissance en laboratoire, des essais physiques, mécaniques, et chimiques ont été effectués sur les matériaux prélevés à partir des sondages carottés et des puits de reconnaissances géotechniques à des profondeurs variables pour déterminer les caractéristiques physico-mécaniques de ces matériaux le long du notre tronçon du tracé. Les résultats obtenus sont représentés dans ce qui suit.

3.3.1 Les paramètres physiques :

↳ Granulométrie :

Les tableaux 3.5, 3.6, 3.7, 3.8, représente les résultats obtenus à partir des essais granulométrique :

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

Tableau 3.5 : Résultats de l'analyse granulométrique.

Sondage	SC19 (Pk9+150)				
Profondeurs (m)	0.0-5.00	5.0-10.0	10.00-12.00	12.00-20.00	
	1.30-1.45	6.50-6.70	8.60-9.00	13.00-13.30	15.00-15.40
% des passants < 2m	60.83	76.45	94.68	94.25	87.46
% des passants < 80 µm	34.45	64.81	73.92	56.86	76.65
% des passants < 2 µm	10.66	-	32.20	11.74	36.10

Tableau 3.6 : Résultats de l'analyse granulométrique (suite).

Sondage	SC22 (PK 10+300)			SC 23 (PK 10+775)	
Profondeurs (m)	0.00-4.00	4.00-27.30		0.00-4.00	
	2.30-2.80	6.00-6.50	10.00-10.50	2.00-2.50	3.70-3.90
% des passants < 2m	100	100	100	86.97	91.99
% des passants < 80 µm	91.80	92.18	89.66	60.59	74.51
% des passants < 2 µm	26.82	26.00	21.26	36	46

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

Tableau 3.7 : Résultats de l'analyse granulométrique (suite).

Sondage	SC 24 (Pk 11+200)				
	0.00-5.00	5.00-10.00			10.00-16.50
Profondeurs (m)	1.50-1.70	5.00-5.40	6.80-7.00	9.50-9.70	12.10-12.60
	% des passants < 2m	100	94.08	91.19	85.16
% des passants < 80 µm	100	82.92	61.47	37.51	43.23
% des passants < 2 µm	39.63	27.48	22.45	7.42	10.54

Tableau 3.8 : Résultats de l'analyse granulométrique (suite et fin).

Sondage	SC 25 (PK 11+525)		SC 26 (PK 11+725)			
	1.50-7.00		0.20-10.50			10.50-15.50
Profondeurs (m)	3.50-4.00	6.10-6.50	1.80-2.20	6.40-6.70	9.00-9.20	13.50-13.90
	% des passants < 2m	93.60	70.45	94.92	78.52	77.95
% des passants < 80 µm	82.51	45.35	64.56	67.46	51.52	67.50
% des passants < 2 µm	30.14	18.80	24.05	20.33	17.28	19.66

Les résultats de l'analyse granulométrique issus des sondages SC19, SC22, SC23, SC24, SC25 et SC26, montrent qu'à l'exception de la valeur obtenue au sondage (SC19, 0-5m), le pourcentage des passants à 80 µm pour la totalité des sols traversés par les sondages est supérieur à 35%. Valeur classant les sols comme étant des sols fins, selon la classification GTR.

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

↳ Limites d'Atterberg :

Les échantillons du sondage SC 19 et SC 21 ont été prélevés afin de déterminer les limites d'Atterberg : (Voir le **Tableau 3.9**)

Tableau 3.9 : Résultats des limites d'Atterberg.

Sondage	SC19 (PK 9+00)			SC21 (Pk9+750)						
	0.0-5.00	5.0 - 10.0	0.30-2.00	2.00-30.00						
Profondeurs (m)	1.30	6.50	1.70	4.00	5.50	6.00	8.60	12.0	13.00	15.00
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.45	6.70	1.90	4.50	5.70	6.25	9.00	12.3	13.50	15.40
W _L (%)	34.31	37.14	43.95	31.90	31.82	48.90	36.10	51.87	35.25	39.91
I _P (%)	16.51	18.31	22.60	14.60	13.91	23.31	16.09	25.62	17.72	20.38
I _C	1.53	1.46	1.50	1.22	1.46	1.15	1.33	1.51	1.54	1.48

D'après les résultats concernant les valeurs de l'indice de plasticité (Ip) obtenus au niveau des sondages carottés SC19 et SC21, il en ressort, qu'à l'exception de la valeur donnée par le sondage (SC19) à la profondeur (12-12.3m) l'indice de plasticité de la totalité des sols traversés se situe entre (12 et 25%), classant les sols comme étant **peu plastique**.

La valeur de (Ip) supérieurs à 25%, classe le sol comme étant **plastiques**, selon la norme française (XP P94-011) (voir Annexe A, figure A.2).

Pour l'indice de consistance (Ic), les résultats donnés par le tableau ci-dessus sont supérieur à 1, classant les sols en étant **dur**, selon la norme NFP94-011 (voir annexe A, tableau A.2).

↳ Masse volumique, teneur en eau et degré de saturation :

Les résultats des masses volumiques et la teneur en eau et degré de saturation obtenue sont représenté dans les tableaux suivants : (**Tableau 3.10**, **Tableau 3.11**)

Tableau 3.10 : Résultats des paramètres physiques.

N° Sondages	SC19 (Pk9+00)			SC21 (Pk9+750)				
	0.0-5.00	5.0-10.0	0.30-2.00	2.00-30.00				
Profondeurs (m)	1.30-1.45	6.50-6.70	1.70-1.90	4.00-4.50	5.50-5.70	6.00-6.25	6.40-6.70	8.60-9.00
	1.30	6.50	1.70	4.00	5.50	6.00	8.60	12.0
W (%)	8.92	10.27	9.94	14.06	11.41	21.92	11.96	14.69
γ _d (kn/m ³)	23.0	22.7	23.6	21.6	22.0	21.6	21.3	22.7
γ _h (Kn/m ³)	21.1	20.6	21.5	19.0	19.7	17.7	18.9	19.18
Sr (%)	86.30	88.56	100	89.62	83.54	100	74.82	100

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

Tableau 3.11 : Résultats des paramètres physiques (suite et fin).

N° Sondages	Suite SC21 (PK 9+750)			SC22 (PK 10+300)			SC23 (PK 10+775)	
Profondeurs (m)	2.00-30.00			0.00-4.00	4.00-27.30		0.00-4.00	
	12.00-1	13.0-13.50	15.0-15.40	2.30-2.80	6.00-6.50	10.0-10.50	2.00-2.50	3.70-3.90
W (%)	13.02	7.80	9.61	24.35	19.67	15.97	15.79	17.35
γ_d (kn/m ³)	21.6	23.8	23.6	20.3	20.1	22.2	21.0	20.4
γ_h (Kn/m ³)	19.0	22.1	21.6	16.3	16.8	19.2	18.2	17.4
Sr (%)	83.9	94.8	100	100	87	100	85	10

D'après les résultats obtenus des essais effectués on retient que les valeurs de la masse volumique sèche varient entre (18.2-23.9) KN/m³, classant les sols comme étant des sols.

Pour les profondeurs (6.00-6.25) m du (SC 21) (PK9+750), (2.30-2.80) (6.00-6.50) m du (SC 22) (PK 10+300), (3.70-3.90) m et dans le sondage 23 (PK 10+775), (0.00-5.00) m les valeurs de γ_d varient entre 16.3 et 17.7 KN/m³, classant alors les sols comme étant **denses**, selon la norme NFP94-011 (voir annexe A, tableau A.3).

Les valeurs du degré de saturation (Sr) varient entre 74.82 et 100 %, classe les sols comme étant des sols **saturés** selon la norme NFP94-011. (Voir annexe A, tableau A.4).

3.3.2 Les paramètres mécaniques :

↳ Essais de compressibilité à l'odmètre :

Les résultats de l'essai de compressibilité à l'œdomètre sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 3.12 : Résultats de l'essai de compression à l'oedomètre.

N° Sondage	Profondeur (m)	Pc (bars)	CC (%)	C _g (%)
SC19	5.0-10.0	0.73	22.43	4.89
SC21	4.00-4.50	1.38	12.11	3.55
	5.50-5.70	2.41	15.31	3.06
SC22	6.00-6.50	1.13	15.97	5.75
SC23	2.00-2.50	0.61	14.92	5.13
SC24	5.00-5.40	1.35	13.18	1.83

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

	12.10-12.60	1.66	15.03	2.31
SC25	3.50-4.00	3.61	13.89	3.57
	6.10-6.50	2.86	10.56	7.55
SC26	1.80-2.20	2.82	23.97	7.96
	3.35-3.80	3.06	18.05	3.77
	13.50-13.90	1.25	12.46	4.04

Les résultats obtenus par l'essai de compressibilité à l'odomètre montrent des valeurs variables du coefficient de compressibilité et de gonflement.

Un coefficient de compressibilité (C_c) qui varie entre 10% à 18%, classant le sol comme étant un sol peu compressible à **moyennement compressible**. Deux valeurs du coefficient de compressibilité qui varient entre 20 et 30 %, classant le sol comme étant un sol assez **compressible**. (Voir annexe A, tableau A.7).

Pour la valeur du coefficient de gonflement (C_g), elle varie de 1.83 à 7.96 %, classant le sol comme étant un sol **peu gonflant** à **gonflant**. (Voir annexe A, tableau A.8).

↳ Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande :

Les résultats sont représenté dans le Tableau suivant : (**Tableau 3.13**)

Tableau 3.13 : Résultat de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.

Sondage N°	Profondeurs (m)	Type d'essai	C (bars)	ϕ°
SC21	4.00-4.50	CU	0.25	4.21
	8.60-9.00	CU	0.69	8.71
	14.00-15.40	CU	0.71	3.47
SC22	6.00-6.50	CU	0.52	6.70
	10.00-10.50	CU	0.06	5.75
SC23	2.00-2.50	CU	1.12	8.3
SC24	5.00-5.40	CU	0.71	6.9
	12.10-12.60	CU	0.08	3.24
SC25	3.50-4.00	CU	0.39	1.36

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

SC26	1.80-2.20	CU	1.05	3.76
	3.35-3.80	CU	0.57	2.30
	6.40-6.70	CU	0.9	0.97
	13.50-13.90	CU	0.93	3.66

Les essais de cisaillement non consolidé, non drainé à la boîte de Casa grande (essais UU) ont donné les valeurs de la cohésion non drainé du sol (Cu) qui varient de 0.25 à 1.12 bar, classant les sols comme étant des sols **mous** à **ferme**, (Voir annexe A, tableau A.9)

↳ Résistance à la compression simple :

L'essai à la compression simple peut mesurer la résistance à la compression simple Rc par l'application d'une pression uni axiale sur un matériau rocheux. Les résultats de l'essai effectué sur l'échantillon étudié sont regroupés dans le tableau suivant : (**Tableau 3.14**)

Tableau 3.14 : Résultat de résistance à la compression

N° sondages	Nature de la roche	Rc (MPa)
SC 19	Schiste	35.2

Selon la valeur de Rc obtenu à partir de l'essai de compression simple (**35.2 bars**), la roche est classée comme étant une roche à **résistance moyenne**, selon la norme NFP94-420 (voir annexe A, tableau A.10).

3.3.3 Les paramètres chimiques :

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur des échantillons prélevés des sondages carottés sont données dans le tableau donné ci-dessous : (**Tableau 3.15**)

Tableau 3.15 : Résultats des analyses chimiques des sondages carottés.

Sondage N°	Profondeur (m)	Nature géologique	Carbonate CaCO ₃ (%)	Anhydride carbonique CO ₂ (%)	Chlorure NaCl (%)	Sulfates CaSO ₄ 2H ₂ O (%)
SC19	6.50-6.70	Schiste argileux	29.17	13.28	0.53	Traces
SC21	4.00-4.50	Marne	28.86	11.38	0.35	Traces
SC22	6.00-6.50	Marne	21.55	9.48	0.29	Traces
SC23	2.00-2.50	Argile altérée	20.69	9.10	0.35	Traces
SC25	10.50-10.70	Argilite	4.31	1.90	0.29	Traces
SC26	9.00-9.20	Argile altérée	6.90	3.03	0.41	Traces

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

Selon les résultats de l'analyse chimique effectuée sur les échantillons SC19, SC21, SC22, SC23, SC25 et SC26, concernant la teneur en carbonate (CaCO_3), elles varient de 6.90 à 29.17, classant les sols comme étant une **marne argileuse**, (Voir annexe A. tableau A.5). Pour les teneurs en Chlorures et en Sulfates, les sols ont des teneurs faibles en CO_2 (%) : 1.9 à 18.21 et en chlorures NaCl (%) : 0.23% à 0.58 % CO_2 . Les teneurs en sulfates ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) sont négligeables, classant les sols comme étant non agressives, selon la norme Française P18-011. (Voir annexe A. tableau A.6).

3.4 Classification des sols et matériaux rocheux par le guide technique de terrassement routier (GTR) « puits et sondage »

3.4.1 Classification des sols:

L'utilisation d'un matériau en couche de chaussée nécessite la connaissance de ses propriétés physiques et géotechniques. La classification peut se faire selon différentes approches ;

Le guide de terrassement routier GTR permet la classification des terrains meubles, selon la nature et l'état hydrique du sol, ainsi que des terrains rocheux, selon la nature pétrographique des roches. Nous avons utilisé le GTR pour classer les échantillons prélevés des sondages carottés et puits SC19, SC21, SC22, SC23, SC25 SC26 et PU8, PU10.

↳ Sondage 19, [6.50-6.70] :

- Classification selon la nature :

1/Paramètre de nature premier niveau de classification :

On a :

$D_{\max} \leq 50\text{mm}$ et tamisât a $80 \mu\text{m} = 64.81 > 35\%$

2/Classe :

Classe A \longrightarrow Sol fin.

3/ Paramètre de nature deuxième niveau de classification :

$12 < I_p \leq 25 \longrightarrow 12 < 18.3 \leq 25$

4/Sous classe fonction de la nature : A_2

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

- **Classification selon l'état hydrique :**

1/Classement selon l'état hydrique :

$$I_c = 1.46 \longrightarrow I_c > 1.3$$

2/Sous classe fonction de l'état : A₂ ts.

Le tableau renfermant le reste des résultats obtenus par la classification de GTR des sondages carottés 21 À 26 et des puits 8 et 10, est donné dans l'annexe A (Tableau A.16).

3.4.2 Classification des matériaux rocheux obtenus dans les sondages carottés SC19, SC26 selon le GTR :

Sondage SC19 au niveau des profondeurs [5.00-12.00] m et [12.00-20.00] m :

1. Classement selon la nature :

Nature pétrographique de la roche :

Roche sédimentaires \longrightarrow roches argileuses \longrightarrow marnes \longrightarrow classe **R3**

Sondage SC26 au niveau des profondeurs [15.50-19.50] m :

1. Classement selon la nature :

Nature pétrographique de la roche :

Roche sédimentaires \longrightarrow roches argileuses \longrightarrow argilites \longrightarrow classe **R3**

3.5 Terrassements :

On désigne par terrassements les opérations consistant à creuser, déplacer ou transporter des terres, ce sont les travaux destinés à modifier la forme naturelle du terrain. Cette modification est réalisée par l'exécution de déblais et des remblais, dans le tronçon étudié des déblais de 22.29m sont extraits.

- **Déblai :**

Les sections intéressées par les déblais supérieurs à 10 m de hauteur par rapport à l'axe du tracé de contournement, sont consignées dans le tableau ci-dessous : (**Tableau 3.15**)

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

Tableau 3.16 : Hauteurs de déblais supérieurs à 10m.

Axe contournement	PK
Hauteur max. (m)	
22.29	PK10+775
31.84	PK10+775

D'après le (tableau 3.16) ci-dessus la hauteur la plus importante de déblai est de 31.84 m au PK 10+775.

3.5.1 Volumes des terrassements :

D'après l'analyse de la section longitudinale de notre tronçon du tracé d'évitement de la ville de Cherchell et de la section transversale actuelle, ainsi que de l'analyse liée au calcul de cubature, nous avons pu estimer la quantité de déblais de forage disponibles présenté dans le tableau suivant :

Tableau 3.17 : Volumes de déblais et de matériaux.

Axe	Volume de déblai (m ³)	Nature géologique	Volumes de matériaux (m ³)	(%)	Hauteur du Remblais (m)
PK09+250 - PK09+400	42771	- Fragments de schiste moulés dans une matrice argileuse (B _{6ts}). - Schiste argileux (A _{2ts}).	0 0	0 0	- -
PK10+425 - PK11+125 Rétablissement PK10+470 Rétablissement PK11+750	647 457	-Argile marneuse altérée (A _{2ts}) -Fragments de grès calcaire (R ₂) -Schiste friable (A _{2m}) -Argilite schisteuse (R ₃)	522 845.50	80.75	≤ 10 et plus (selon les conditions météorologiques)
Total	690 228		522 845.50		

D'après le **tableau 3.17**, le volume des matériaux réutilisables est de **522 845.50 m³**, soit **75%** du volume total déblai.

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

3.5.2 Carrières et gites des matériaux meubles :

Pour réaliser une route il est nécessaire d'avoir des zones d'emprunts et des carrières pour ramener les matériaux essentiels, pour la construction des remblais, couche de forme et le corps de chaussée.

Il est nécessaire de faire des essais de laboratoire aux échantillons prélevés de ces gites et carrières à fin de voir s'il convient à une utilisation dans notre projet.

3.5.2.1 Gites d'emprunts :

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

- **Gite de Tipaza PK 14+600** : Il est situé à 120 m au Nord du PK 14+600 de la voie express Bou Ismail Cherchell.
- **Gite de Sidi Rached PK 17+400** : Il est situé à près de 1 km au sud du PK 17+400 de la voie express Bou Ismail Cherchell.

On a réalisé des analyses d'échantillons pour les deux précédentes gites (analyse granulométrique, essai Proctor modifié et CBR et limites d'Atterberg) :

↳ Essai Proctor modifié et CBR :

A. Gite de Tipaza PK 14+600 :

Les résultats des essais Proctor modifié et CBR sont présentés dans le tableau 3.18 ci-dessous :

Tableau 3.18 : Résultats de l'essai Proctor et CBR des gites de Tipaza.

Puits N°		P1	P2	P3	P4	P5
Profondeur (m)		0.80-1.50	0.80-1.50	0.80-1.50	0.80-1.50	0.80-1.50
Proctor Modifié	γ_{opm} (t/m ³)	2.08	1.89	1.87	1.83	1.88
	Ω_{OPM} (%)	12.90	11.20	10.20	12.30	10.40
CBR	I _{CBR} à 95 % de L'OPN	1.19	9.93	1.11	3.55	3.47
	Classe de portance	S4	S3	S4	S4	S4

D'après les résultats obtenus des essais Proctor modifié et CBR, on retient que :

- Les valeurs de la teneur en eau optimale varient entre 1.83 et 2.08.
- Pour l'essai CBR après imbibitions de 4 jours, on remarque que les indices CBR au niveau des puits de reconnaissances (P1, P3, P4 et P5) sont inférieurs à 5, donc le sol est de **très**

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

mauvaise portance, concernant le puits P2 la valeur de l'indice de CBR est comprise entre 5 et 10 donc le sol est de **mauvaise portance**. (voir annexe A, tableau A.11)

B. Gite de Sidi Rached PK 17+400 :

Les résultats des essais Proctor modifié et CBR sont présentés dans le tableau 3.19 ci-dessous :

Tableau 3.19 : Résultats de l'essai Proctor et CBR des gites de Sidi Rached.

Puits N°		P1	P2	P3	P4	P5
Profondeur (m)		0.80-1.50	0.80-1.50	0.80-1.50	0.80-1.50	0.80-1.50
Proctor Modifié	γ_{optm} (t/m ³)	1.77	1.99	1.92	1.98	2.00
	Ω_{OPM} (%)	9.30	8.20	8.30	9.40	9.20
CBR	I _{CBR} à 95 % de L'OPN	5.07	-	7.26	-	25.05
	Classe de portance	S3	-	S3	-	S1

D'après les résultats obtenus des essais Proctor modifié et CBR, on retient que :

- Les valeurs de la teneur en eau optimale varient entre 1.77 et 2.00.
- Pour l'essai CBR après imbibitions de 4 jours, on remarque que les indices CBR au niveau des puits de reconnaissances P1 et P3 sont supérieur à 5, donc le sol est de **mauvaise portance**, concernant le puits P5 la valeur de l'indice de CBR est comprise entre 25 et 40 donc le sol est de **bonne portance**. (voir annexe A, tableau A.11)

↳ Analyse granulométrique :

A. Gite de Tipaza PK 14+600 :

Les résultats de granulométrie de gite de Tipasa sont représenté dans le tableau 3.20 suivant :

Tableau 3.20 : les résultats de granulométrie de gite de Tipasa.

N° puits	Profondeurs (m)	% des passants à 50mm	% des passants à 2mm	% des passants à 80m	% des passants à 2 μ m
PU1	0.8-1.5	100	80.26	44.02	17.3
PU2	0.8-1.5	100	86.86	60.43	28.07

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

PU3	0.8-1.5	100	84.94	59.07	19
PU4	0.8-1.5	100	87.61	62.63	31
PU5	0.8-1.5	100	86.83	48.7	21.77

Selon les résultats de l'analyse granulométrique des échantillons prélevés dans les puits (PU1, PU2, PU3, PU4 et PU5), selon la classification GTR, le sol rencontré est classé comme sol fin (la proportion de passants à 80 μm est supérieure à 35%). (Voir l'annexe A, tableau A.13)

B. Gite de Sidi Rached PK 17+400 :

Les résultats de granulométrie de gite de Sidi Rached sont représenté dans le tableau 3.21 suivant :

Tableau 3.21 : Résultat granulométrie des gites de Sidi Rached.

N° puits	Profondeurs (m)	% des passants à 50mm	% des passants à 2mm	% des passants à 80m	% des passants à 2 μm
PU1	0.8-1.5	100	52.15	26.97	12
PU2	0.8-1.5	100	49.45	17.63	8
PU3	0.8-1.5	100	60.43	35.69	7
PU4	0.8-1.5	100	44.46	17.53	9
PU5	0.8-1.5	100	53.70	23.24	14

Selon les résultats de l'analyse granulométrique des échantillons prélevés dans les puits (PU1, PU2, PU4 et PU5), selon la classification GTR, les sols rencontrés sont classés comme des sols sableux et graveleux avec fines (Classe B, la proportion de passants à 80 μm est inférieure à 35%). (Voir l'annexe A, tableau A.14)

Concernant le PU 3 et selon la classification GTR, le sol rencontré est classé comme un sol fin de classe A (la proportion de passants à 80 μm est supérieur à 35%). (Voir l'annexe A, tableau A.13)

↳ **Limites d'Atterberg :**

A. Gite de Tipaza PK 14+600 :

Les résultats sont indiqués dans le tableau 3.22 ci-dessous :

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

Tableau 3.22 : Résultat des limites d'Atterberg des gites de Tipasa.

N° puits	Profondeurs (m)	Limite de liquidité wL %	Limite de plasticité wp %	Indice de plasticité Ip %
PU1	0.8-1.5	31.01	16.43	17.63
PU2	0.8-1.5	35.10	17.17	17.93
PU3	0.8-1.5	31.55	16.38	15.17
PU4	0.8-1.5	32.24	16.02	16.22
PU5	0.8-1.5	34.42	17.63	16.79

Selon les résultats du tableau 3.22, On remarque que les valeurs de I_p varient entre 15,17 et 17,93, se situant entre (12 et 25%), classant les sols comme étant peu plastique, selon la norme française (XP P94-011) (voir Annexe A, figure A.2).

B. Gite de Sidi Rached PK 17+400 :

Les résultats sont indiqués dans le tableau 3.23 ci-dessous :

Tableau 3.23 : Résultat des limites d'Atterberg des gites de Sidi Rached.

N° Puits	Profondeur (m)	Limite de liquidité liquidité W_L (%)	Limite de plasticité W_P (%)	Indice de plasticité I_P (%)
PU1	0.80-1.50	28.31	17.82	10.49
PU2	0.80-1.50	22.72	17.05	5.67
PU4	0.80-1.50	36.94	22.58	14.36
PU5	0.80-1.50	29.67	19.76	9.91

Selon les résultats du tableau 3.23, On remarque que les valeurs de I_p varient entre 5.67 et 14.36, se situant entre (12 et 25%), classant les sols comme étant peu plastique, selon la norme française (XP P94-011) (voir Annexe A, figure A.2).

3.5.2.2 Carrières : (matériaux rocheux)

Le résultat des essais sur les matériaux rocheux issus de différentes carrières localisées aux alentours de la ville de Tipaza sont donnés dans le tableau 2.24 ci-dessous :

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.


Tableau 3.24 : Les résultats des essais de laboratoire des carrières.

Localité	Nature géologique	Classe granulaire	La (%)	MDE (%)	Classifications
Hajret Ennous	Microgranite	3/8 27.5	27.5	22.6	R61
		8/15	15	15.4	R61
		15/25	12	11.86	R61
		0/40	11	15.5	R61
Sidi Amar	Calcaire	3/8	17.6	21.3	R21
		8/15	20.6	19.6	R21
		15/25	17	17.4	R21
-	Calcaire	Bloc	12	90.2	R22
Meurad	Andésite	25/40	12.2	8.80	R61
Ahmer Al Aine	Andésite	3/8	60	27.7	R62
		8/15	50	23.1	R62
		15/25	36	18.1	R61
Ahmer Al Aine	Andésite	3/8	47.6	25.5	R62
		8/15	37.6	18.9	R61
		15/25	36	18.1	R61
Ahmer Al Aine	Andésite	3/8	17.6	21.1	R61
		8/15	11.6	19.5	R61
		15/25	8	18.56	R61

Selon les résultats de Los Angeles et Micro Deval donnés dans le tableau et d'après le guide GTR, en remarque qu'on a deux classes de roche R2 (calcaire rocheux) et R6 (granite, et Andésite).

- Classe R2 :
 - **MDE** (entre 8.8 et 27.7%) ≤ 45 \longrightarrow **sous classe R21** (calcaire dur).
 - **MDE** (90) > 45 \longrightarrow **sous classe R22** (calcaire moyennement dur).
- Classe R6 :
 - **LA** (entre 11 et 37.6) ≤ 45 et **MDE** (entre 8.8 et 27.7%) ≤ 45 \longrightarrow **sous classe R61** (roche ignée dure).

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

- **LA (47.6, 50, 60) > 45 ou MDE > 45**  **sous classe R62** (roche ignée moyenne dure).

CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES.

3.6 Conclusion :

Après l'analyse et l'interprétation des résultats des données géotechniques issues de la campagne de reconnaissance in situ et au laboratoire, il en ressort que :

- Les sols constituant le tracé sont de nature argileux- marneuse, selon la classification GTR, ils appartiennent à la classe A, les classant comme étant des sols fins
- Les matériaux rocheux sont constitués principalement de roche sédimentaires (argileuse), appartenant à la classe R3 selon la classification GTR
- Pour les sols des gites d'emprunt, sont des sols appartenant à la classe A et B avec de faibles valeurs de CBR, les classant comme étant des sols à faible portance.
- Pour les gites de matériaux rocheux, les formations rocheuses tombent dans la classe R2 et R6 (sous classe R21, R22, R61 et R62) de la classification GTR des matériaux rocheux
- Le volume des matériaux réutilisables est de 522 845,50 m³, soit 75% du volume total extrait.

**Partie 1 : Dimensionnement du corps de
Chaussée.**

4.1.1 Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement du corps chaussé par deux méthodes CCTP et CBR du tronçon routier étudié ainsi que le calcul de capacité portante de fondation et l'estimation du tassement de l'ouvrage d'Art (viaduc).

4.1.2 Dimensionnement de corps de chaussée :

Nous avons principalement utilisé deux méthodes pour dimensionner la chaussée : la méthode CTTP et la méthode CBR, les données du projet routier du contournement de la ville de Cherchell sont présentées dans le tableau 4.1 ci-dessous :

Tableau 4.1 : Les données du tronçon. [18]

Données	Les valeurs
Trafic journalier à l'année comptage (2012)	TJMA 2012=16000v/j/2senses = 8000 v/j/sens
Le taux d'accroissement annuel du trafic	4%
Le pourcentage de poids lourds	20%
La durée de vie	20ans
Indice CBR	4

Les données de bases pour le dimensionnement de chaussée sont :

- Le trafic.
- La durée de vie.
- Les données climatiques.
- Le sol support de chaussée.
- Le risque de calcul considéré.
- Les caractéristiques des matériaux.

4.1.2.1 Méthode de catalogue de dimensionnement de la chaussée neuve(CTTP) :

A. Le trafic :

- **Détermination du type de réseau :**

On a :

$TJMA=16000 \text{ v/j} > 1500 \text{ v/j} \Rightarrow$ Donc le réseau principal est de niveau 1 (RP1).

Le réseau principal est de niveau 1 (RP1) Voir le tableau 4.2 ci-dessous :

Tableau 4.2 : Structure disponible dans le catalogue. [1]

Niveau de réseau principal (RPi)	Matériaux types	Structures
RP1	MTB (matériaux traité 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

• **Détermination de la classe de trafic TPLi pour RP1 :**

- Le projet est dans la zone climatique : Zone I
- Durée de vie : 20ans.
- Taux de d'accroissement : $\tau = 4 \%$.
- $TJMA= 16000 \text{ (v/j/2senses)}$.

$$TPLi_{2020} = TJMA_{2012} \times pl(1 + \tau)^n \times 0.9 \quad (4.1)$$

Avec :

- La répartition de poids lourds de la chaussée bidirectionnelle à 2 vois est de 90 %
- $TJMA_{2020}$: trafic de l'année de la mise en service.

Donc :

$$TPLi_{2020} = 8000 \times 0.20 \times (1 + 0.04)^8 \times 0.9$$

$$TPLi = 1970.73 \text{ PL/j/sens}$$

Compte tenu de ce trafic (**1970.73 PL/J/sens**), cette route est classée en TPL6 conformément au catalogue de dimensionnement des chaussées neuves, tableau 4.3

Tableau 4.3 : Classe de trafic. [1]

	TPL0	TPL1	TPL2	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6
PL/J/sens Pour (RP1)	0 à 50	50 à 100	100 à 150	150 à 300	300 à 600	600 à 1500	1500 à 3000

1500 < 1970.73 < 3000 → Classe TPL6

- **Détermination de trafic cumulé des poids lourd (TCi)**

Le (TCi) est le trafic cumulé de poids lourd (PL) sur une période considérée pour le dimensionnement

(Durée de vie). Il est donné par la formulation suivante :

$$TCi = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (4.2)$$

Application au projet : Pour une période de dimensionnement égale à 20 ans, le trafic cumulé est donné comme suit :

$$TCi = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} = 1970.73 \times 365 \times \frac{(1+0.04)^{20} - 1}{0.04}$$

$$TCi = 21.41 \times 10^6 \text{ PL/j/sens}$$

- **Détermination de trafic cumulé équivalent TCEi**

Les valeurs de A donné par le catalogue de CTPP, sont donné dans le tableau 4.4 qui suit :

Tableau 4.4 : Valeur de coefficient d'agressivité A. [2]

Niveau de réseau principal	Type des matériaux et structure	Valeur de A
RP1	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

Donc pour un coefficient d'agressivité égale à : **A=0.6**

Le trafic cumulé équivalente est calculé comme suit :

$$TCEi = TCi_{2040} \times A \quad (4.3)$$

$$TCE_i = TC_{i2040} \times A = 21.41 \times 10^6 \times 0.6$$

$$TCE_i = 12.84 \times 10^6 \rightarrow \text{Essieu équivalents de 13 tonnes.}$$

B. Détermination de la structure type du corps de chaussée par niveau de réseau principal :

Le choix de la structure type est en fonction du niveau de réseau principal RP1 ou RP2. Le choix des structures types sont mentionnées dans le tableau 4.5 donné par le catalogue CTTTP dans suivant :

Tableau 4.5 : Réseau principal de niveau 1 (RP 1). [2]

Types de Matériaux	Fiche structure n°	Type structure	Zone climatiques (*)
1- MTB (Matériaux traité au bitume)	1	GB/GB	I, II
	2	GB/GNT	I, II
	3	GB/GNT	III
	4	GB/SG 1	IV
	5	GB/TUF 1	III
2- MTLH (Matériaux traités liants hydrauliques)	6	GL/GL	I, II
	7	BCg/GC	I, II

D'après les structures disponibles dans le catalogue du CTTTP fascicule 2 et le tableau ci-dessus, on choisit la structure de type : **GB/GNT** selon la nature des matériaux disponible.

C. La zone climatique :

Le dimensionnement de corps de chaussée s'effectue avec une température consistance, c'est à-dire température équivalente θ_{eq} , en tenant compte de cycle de variation de température de chaque année.

La région de Cherchell possède un climat méditerranéen chaud avec été sec. Sur l'année, la température moyenne à Cherchell est de 17.6°C et les précipitations sont en moyenne de **642.4 mm**.

Le tableau 4.6, présente les zones climatiques de l'Algérie :

Tableau 4.6 : Zone climatique de pluviométrie. [2]

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

Avec une localité dans la région nord, et une pluviométrie annuelle de l'ordre de (624.4>600mm), le site de projet est classé dans **la Zone climatique I**.

D. La température équivalente :

La température équivalente est généralement déterminée selon le zonage climatique du site. D'après : les valeurs de la température équivalente en fonction des zones climatiques sont données dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7 : Choix des températures équivalentes. [2]

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

Donc on prend une température équivalente égale à 20°C, comme montré dans le tableau ci-dessus.

E. La durée de vie :

La durée de vie est choisie en fonction du réseau principal et des types de matériaux qui constituent la structure de la chaussée. Le tableau suivant représente la durée de vie des différentes structures de chaussée :

Tableau 4.8 : durée de vie adoptée. [5]

Niveau de réseau principal (RP)	Matériaux types	Structures	Durée de vie (années)
RP1	MTB (matériaux traités 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

Dans notre cas, le matériau que nous choisissons est de type **GB / GNT** avec une longue durée de vie de 20 à partir du tableau ci-dessus.

F. Risque de calcul :

Le risque de calcul est basé sur la classe de trafic et le type de structure utilisée.

Tableau 4.9 : Risques adoptés pour réseau RP1. [2]

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

La classe de trafic TPL6 le réseau principal RP1, et structure de type GB/GNT donc d'après le catalogue de dimensionnement le risque égale à R= 5%.

G. Détermination de la portance de sol support de chaussée :

La structure de la chaussée repose sur un sol porteur, il est donc nécessaire de déterminer sa portance. Cette portance est basée sur l'indice CBR, elle est donnée dans le tableau 4.10 ci-dessous :

Tableau 4.10 : Classes de portance des sols. [1]

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

Les valeurs des modules de déformation, de ces classes sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.11 : Classe de la portance de sol-support. [2]

Classe de sol	E(MPA)
S0	> 200
S1	125-200
S2	50-125
S3	25-50
S4	<25

En analysant les données de notre tronçon d'étude, on remarque une absence de la valeur CBR donc on constate que l'essai n'a pas été fait. Afin de répondre à cette problématique, on a supposé le cas le plus défavorable, pour des raisons de sécurité. La valeur du CBR choisi pour caractériser notre sol est dans ce cas prise inférieure à 5.

CBR= 4 < 5 → Sol avec Très mauvaise portance.

Après avoir défini la valeur de CBR, il serait facile de déterminer celle du module de déformation :

$$E = 5 \times \text{ICBR} \quad (4.4)$$

$$E = 5 \times 4 = 20 < 25 \rightarrow \text{S4}$$

H. Le choix de la structure de chaussée par le classement du sol support de chaussée :

Compte tenu de la faible capacité portante du sol support terrassé, la mise en place d'une plate-forme au-dessus est essentielle pour augmenter sa capacité portante. Cette couche de forme peut être constituée d'une ou plusieurs couches selon l'épaisseur choisie pour cela. Le (CTTP) a fait des recherches sur la variation du CBR selon les différentes épaisseurs de CF, Les résultats de ces recherches sont résumés dans tableau 4.12 suivant :

Tableau 4.12 : Sur classement avec couche de forme en matériaux non traité. [2]

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	70cm (en 2couches)	S1

L'objectif est d'améliorer la capacité portante de sol support, en passant d'un sol de très mauvaise portance à un sol de portance moyenne (de la classe S4 à S2) dans ce but, Selon le catalogue de dimensionnement de corps de chaussée, le sol nécessite une amélioration par une Couche De Forme de 60cm, afin d'obtenir une meilleure portance de la plateforme.

I. Choix de dimensionnement :

Nous sommes dans le réseau principal (**RP1**), la **zone climatique I**, durée de vie de **20 ans**, taux d'accroissement moyen (**4%**), la portance du sol (**S2**) et une classe de trafic (**TPL6**). Avec toutes ces données, le catalogue de dimensionnement de corps de chaussée (fascicule N°3) propose la structure suivante :

- Couche de roulement en BB de 6cm ;
- Couche de base en GB de 26cm (en 2 couches) ;
- Couche de fondation en GNT de 15cm ;

- Couche de forme en TUF de 60cm (en 2 couches).

La structure finale proposée est la suivante :

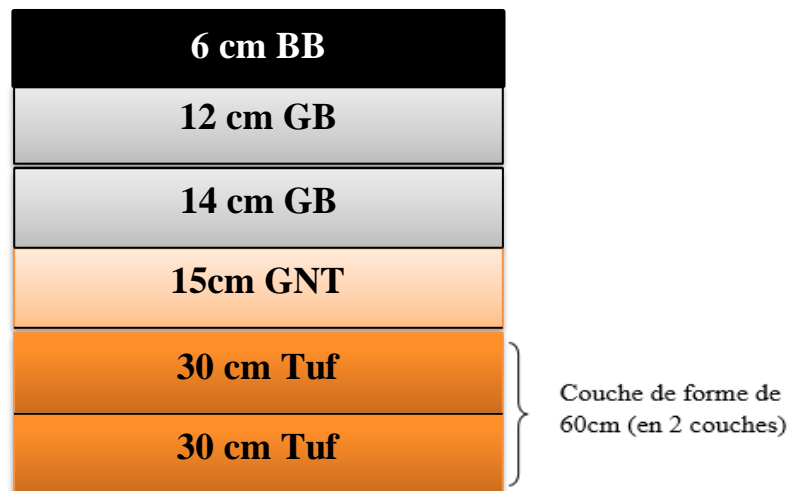


Figure 4.1 : Structure de chaussée. (CTTP)

REMARQUE : La couche GB est divisée en 2 couches car la valeur maximale de la couche GB a été dépassée et pour des raisons de mise en œuvre pour assurer un bon compactage de cette couche.

4.1.2.2 La Méthode de dimensionnement « CBR » :

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

$$e = \frac{100 + \sqrt{p} (75 + 50 \log_{10} \frac{N}{10})}{I_{cbr} + 5} \quad (4.5)$$

Pour déterminer l'épaisseur équivalente on va suivre les étapes suivantes :

1. Le trafic de l'année de mise en service 2020 est donné par la formule ci-contre :

$$TJMA_{2020} = TJMA_{2012} \times (1 + i)^n \quad (4.6)$$

Avec :

TJMA₂₀₂₀ : trafic journalier de l'année de mise en service.

i: taux d'accroissement géométrique égal à 0.04 dans le calcul de dimensionnement.

n : la différence entre l'année de mise en service 2020 et l'année 2012

Application au projet :

$$TJMA_{2020} = 8000 \times (1 + 0.04)^8$$

Donc :

$$\text{TJMA}_{2020} = 10948.5$$

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

$$\text{TJMA}_{2040} = \text{TJMA}_{2020} \times (1 + i)^n \quad (4.7)$$

Avec :

n : la durée de vie qui égale à 20ans.

Application au projet :

$$\text{TJMA}_{2040} = 10948.5 \times (1 + 0.04)^{20}$$

Donc :

$$\text{TJMA}_{2040} = 23989.5$$

3. Le Trafic des poids lourd par jour par sens à l'année (2040) pour une durée de vie de 20 ans. est calculé par la formule suivante :

$$N = \text{TJMA}_{2040} \times \text{PL}\% \quad (4.8)$$

Application au projet :

$$N = 23989.5 \times 0.2$$

Donc :

$$N = 4798 \text{ PL/j/sens}$$

On a :

e: épaisseur équivalente.

I_{CBR} : indice CBR = 4

N: désigne le nombre journalier de camion = 4798 PL/j/sens.

P: charge par route P = 6.5 t (essieu 13 t)

Log: logarithme décimal

Alors l'épaisseur équivalente est égale à :

$$e = \frac{100 + \sqrt{6.5} (75 + 50 \log \frac{4798}{10})}{4 + 5}$$

Les résultats obtenus par la méthode CBR sont regroupés dans le tableau suivant :

e = 70 cm

Tableau 4.13 : Résultats obtenus par la méthode CBR.

TjMA2040 (v/j/sens)	N (PL/j/sens)	e (cm)
23989.5	4798	70

Cette épaisseur peut être convertie en plusieurs couches selon la disponibilité des matériaux et leurs caractéristiques en tenant compte des coefficients d'équivalence. Pour calcul des épaisseurs, on fixe deux dans les marges suivantes et on déduit la dernière.

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

$$E_{\text{totale}} = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3 \quad (4.9)$$

Les matériaux utilisés ~~suivant~~ dans le corps de chaussée sont :

- Pour la couche de roulement du (béton bitumineux) avec : $a_1 = 2$.
- Pour la couche de base du (Grave bitume) avec : $a_2 = 1.5$.
- Pour la couche de fondation du (GNT) avec : $a_3 = 1$

Généralement les épaisseurs adoptées sont :

BB = 6 à 8cm GB= 10 à 15cm GNT = 15 à 25 cm TUF= 15 à 25 cm.

Tableau 4.14 : 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	26	1.5
Fondation GNT	e_3	1

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

$$e_3 = \frac{E_{eq} - (e_1 \times a_1 + e_2 \times a_2)}{a_3} \quad (4.10)$$

$$e_3 = \frac{70 - (8 \times 2 + 26 \times 1.5)}{1}$$

$e_3 = 15 \text{ cm.}$

Alors :

Tableau 4.15 : Tableau représente les épaisseurs calculées.

Couches	Réelles (cm)	ai	e(cm)
BB	8	02	16
GB	26	1.5	39
GNT	15	1	15
Total	49cm	-	70cm

La structure finale proposée est la suivante :

- Couche de roulement en BB de 8cm.
- Couche de base en GB de 26cm.
- Couche de fondation en GNT de 15cm.
- Couche de forme en TUF de 60cm (en 2 couches).

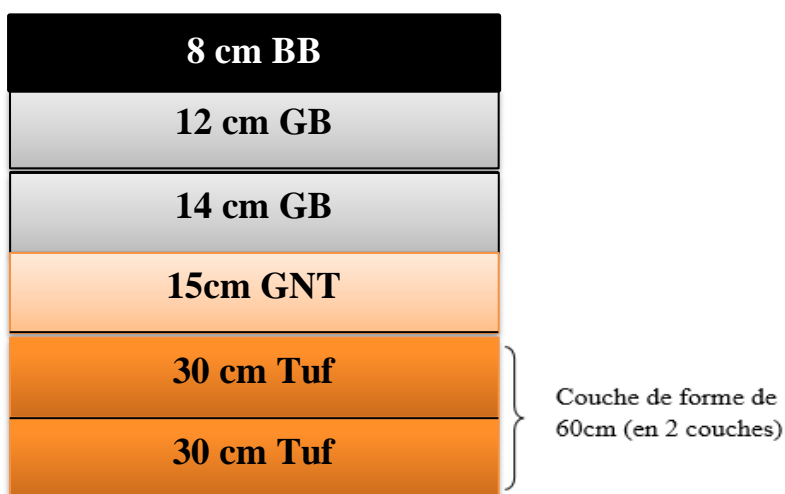


Figure 4.2 : Structure de chaussée. (CBR)

REMARQUE : La couche GB est divisée en 2 couches car la valeur maximale de la couche GB a été dépassée et pour des raisons de mise en œuvre pour assurer un bon compactage de cette couche.

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

4.1.2.3 Modélisation des structures type et calcul des déformations :

Il faudra vérifier que ϵ_t et ϵ_z calculées à l'aide d'Alize III, sont inférieurs aux valeurs admissibles calculées $\epsilon_{t, adm}$ et $\epsilon_{z, adm}$.

ϵ_t : étant la déformation de traction par flexion à la base des matériaux traités au bitume.

ϵ_z : (sol) étant la déformation verticale sur le sol support.

4.1.2.3.1 Calcul de la déformation admissible de traction $\epsilon_{t, adm}$ et $\epsilon_{z, adm}$ pour les matériaux traités au bitume :

A. Calcul de la déformation admissible de traction $\epsilon_{t, adm}$:

La valeur admissible de tractions est donnée par la relation suivante :

$$\epsilon_{t, adm} = \epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \times K_{ne} \times K_{\theta} \times K_r \times K_c \quad (4.11)$$

Les données de notre projet sont comme suit :

- $\epsilon_6(10^\circ\text{c}, 25\text{Hz})$: déformation limite correspondant à 10^6 cycles. (Essai de fatigue à 10°C et 25Hz). (Pour une grave bitume $\epsilon_6=100 \cdot 10^{-6}$)
- 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 ($k_c=1.3$).

$$K_{ne} = \left(\frac{10^6}{TCEI}\right)^b \quad (4.12)$$

$$= \left(\frac{10^6}{12.84 \times 10^6}\right)^{-0.146}$$

$$K_{ne} = 1.451$$

$$K_{\theta} = \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{c})}{E(\theta_{eq})}} \quad (4.13)$$

$$= \sqrt{\frac{12500}{7000}}$$

$$K_{\theta} = 1.336$$

$$K_r = 10^{-tb\delta} \quad (4.14)$$

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

$$= 10^{-(-1.645 \times 0.146 \times 0.609)}$$

$$K_r = 0.714$$

Avec :

Le risque de calcul $R = 5\%$ donc d'après le catalogue de dimensionnement on a $t = -1.645$

Tableau 4.16 : valeur de $t=f(r\%)$. [2]

r%	2	3	5	7	10	12	15
t=f(r%)	-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

Et :

$$\delta = \sqrt{sn^2 + \left(\frac{c}{b}sh\right)^2} \quad (4.15)$$

- **b** : pente de la droite de fatigue ($b < 0$).
- **E (10°C)** : module complexe du matériau bitumineux à 10°C.
- **E (Θeq)** : module complexe du matériau bitumineux à la température équivalente qui est en fonction de la zone climatique considérée.
- **δ** : La dispersion.
- **SN** : dispersion sur la loi de fatigue.
- **Sh** : dispersion sur les épaisseurs.
- **c** : coefficient égal à 0.02.
- **t** : fractile de la loi normale qui est en fonction du risque adopté (r %).

Les performances du matériau bitumineux **GB** sont données dans le tableau suivant :

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

Tableau 4.17 : 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

Application numérique :

$$\delta = \sqrt{sn^2 + \left(\frac{c}{b}sh\right)^2} = \sqrt{0.45^2 + \left(\frac{0.02}{-1.146} \times 3\right)^2}$$

$$\delta = 0.61 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\epsilon_{t, adm} = \epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{HZ}) \times K_{ne} \times K_{\theta} \times K_r \times K_c = 100 \times 10^6 \times 1.451 \times 1.336 \times 0.714$$

$$\epsilon_{t, adm} = 179 \times 10^{-6}$$

B. 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.

$$\epsilon_{z, adm} = 22 \times 10^{-3} \times (\text{TCEi})^{-0.235}$$

$$\epsilon_{z, adm} = 22 \times 10^{-3} \times (12.84 \times 10^6)^{-0.235}$$

Donc :

$$\epsilon_{z, adm} = 469.7 \times 10^{-6}$$

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

4.1.2.3.2 Modélisation des structures types sur le logiciel ALIZE III :

- **Logiciel ALIZE III :**

Le logiciel ALIZE-LCPC, met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement des structures de chaussées, élaborée par le LCPC (actuel IFSTTAR) et le SETRA. Il intègre ainsi un outil de calcul des valeurs admissibles (contraintes ou déformations) en fonction du contexte de trafic et de matériaux.

ALIZE-LCPC permet de dimensionner tout type de structure de chaussées (souples, rigides, bétons...).

ALIZE-LCPC est également un outil puissant pour l'analyse des projets de renforcement/rénovation des chaussées. Son option de rétro calcul des bassins de déflexion s'adapte aux contingences des gestionnaires de réseau.

A. Méthode de catalogue CTTP :

Les données insérer dans le logiciel dans notre cas d'études ont regroupés le tableau 4.18 suivant :

Tableau 4.18 : les données spéciales de la structure insérées dans ALIZE III.

MJA (PL/j/sens)	Duré de vie (ans)	Taux d'accroissement (%)	Risque de calcul (%)	Température (Degré)
1970.73	20	4	5	20

1^{ère} étape : on entre les données spéciales de la structure (MJA, taux d'accroissement, durée de vie ainsi les déférents caractéristiques des matériaux utilisé) présenté dans le tableau ci-dessus :

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

Trafic PL cumulé : données

<input checked="" type="checkbox"/> Moyenne journalière annuelle (MJA) :	1970.3
<input type="checkbox"/> Taux accroissement géométrique (%) :	3.26
<input checked="" type="checkbox"/> Taux accroissement arithmétique (%) :	4
<input checked="" type="checkbox"/> Durée de service (années) :	20
<input type="checkbox"/> Trafic cumulé PL :	1.9849E+7

Valeurs admissibles : données

matériau type : **gnt et sol**
 coefficient CAM : **1**

trafic cumulé NE : **1.9849E+7**
 Coefficient A : **12000**
 pente b : **-0.222**

Buttons: Calculer EpsiZ admissible, Calcul inverse NE = f(EpsiZ), Bibliothèque des matériaux, Imprimer, Enregistrer

Aide

CAM : Guide lcpc-sétra 94
 CAM : Catalogue 1998
 Risques : Guide lcpc-sétra 94
 Risques : Catalogue 1998
 Structures catalogue 98

EpsilonZ

Annotation libre : gnt et sol

Mémo ...

1 - EpsiT= 60.8 (bb)
 2 - EpsiZ= 287.8 (gnt et sol)

effacer=dbl click

Pour modifier les valeurs standard : cliquer sur " gnt et sol "

Fermer

Figure 4.3 : Calcul des valeurs admissibles. (CTTP)

2eme étape : faire rentrer les différentes couches de la structure ainsi que leurs modules de déformations :

Alizé-Lcpc - Définition d'une Structure (Fichier/nouveau)

Fichier Calculer Valeurs admissibles Bibliothèques Configurer Alizé Fenêtre ?

Titre :

Structure de base

	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériau type
collé	0.06	3600	0.350	bb
collé	0.26	5000	0.350	gb1
collé	0.15	200	0.350	gnt3
collé	0.6	120	0.35	autre
collé	infini	20	0.35	autre

Modifier la structure

nb de couches : **5**

Ajouter 1 couche
 Supprimer 1 couche

Série de calculs

nb de calculs : **1**

Voir/gérer les variantes
 Supprimer les variantes

Niveaux de calcul

Modifier les niveaux

Aide

Nature des interfaces
 Epaisseurs mini-maxi

Calcul direct (charge réf.)
 Quitter Alizé

Figure 4.4 : La définition de la structure de base. (CTTP)

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

Résultats des calculs après application de la charge comme suite :

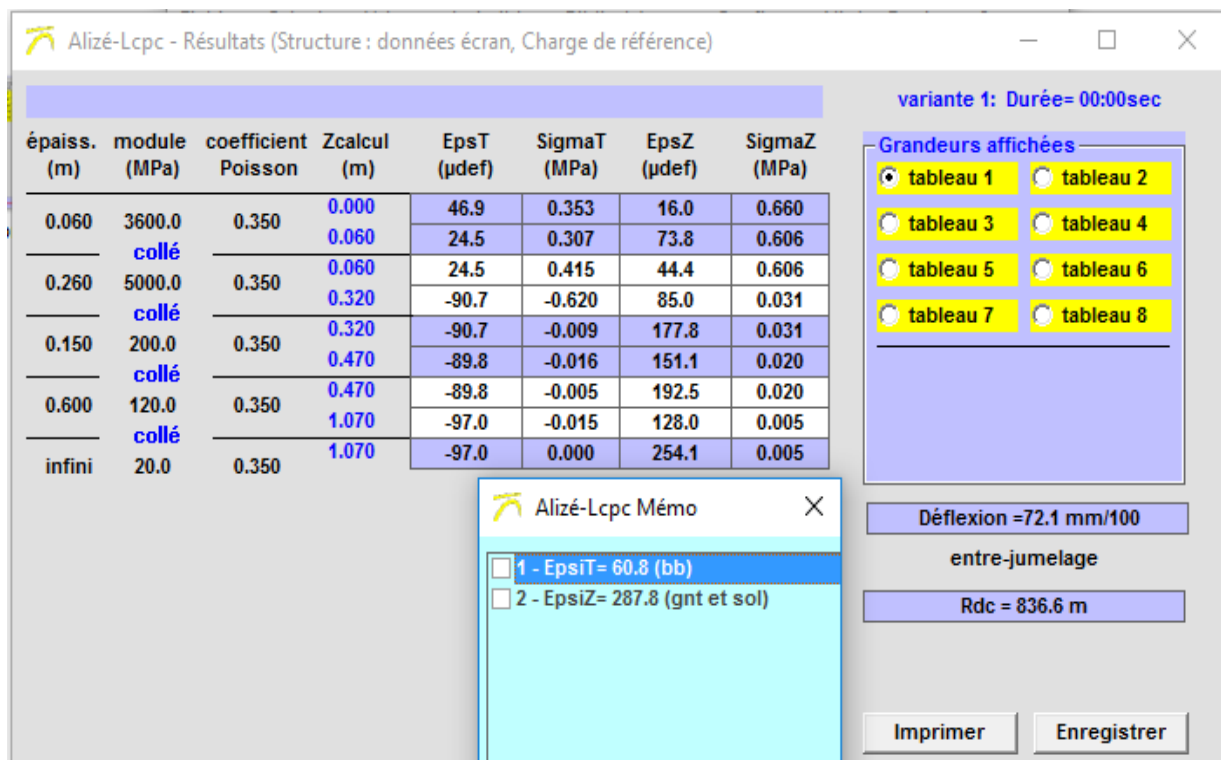


Figure 4.5 : Résultats des calculs. (CTTP)

Les résultats des déformations admissibles et calculés sont représentés dans le tableau 4.19 ci-dessous :

Tableau 4.19 : Vérification des résultats de calcul par Alize III.

	ϵ_t	ϵ_z
Déformation admissible calculée.	179×10^{-6}	469.7×10^{-6}
Déformation calculée par ALIZE III.	97.0×10^{-6}	254.1×10^{-6}

Donc :

$$\epsilon_t, \text{ adm} = 179 \times 10^{-6} > \epsilon_t = 97.0 \times 10^{-6} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\epsilon_z, \text{ adm} = 469.7 \times 10^{-6} > \epsilon_z = 254.1 \times 10^{-6} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

B. Méthode CBR :

On va suivre les mêmes étapes de calcul que la méthode CTTP.

1^{ère} étape : on entre les données spéciales de la structure (MJA, taux d'accroissement, durée de vie ainsi les différents caractéristiques des matériaux utilisés) pour calculer les valeurs admissibles présentés dans le tableau 4.20 ci-dessous :

Tableau 4.20 : les données spéciales de la structure insérées dans ALIZE III.

MJA (PL/j/sens)	Durée de vie (ans)	Taux d'accroissement (%)	Risque de calcul (%)	Température (Degré)
4797.9	20	4	5	20

Trafic PL cumulé : données

- Moyenne journalière annuelle (MJA) : 4797.9
- Taux accroissement géométrique (%) : 4
- Taux accroissement arithmétique (%) : 5.15
- Durée de service (années) : 20
- Trafic cumulé PL : 5.2148E+7

Valeurs admissibles : données

- matériau type : bb
- coefficient CAM : 0.8
- risque (%) : 5.0
- trafic cumulé NE : 4.1718E+7
- Epsilon6 (µdéf) : 100
- 1/b : 5
- Téta équiv. (°C) : 20 °C
- E10¹⁰Hz (MPa) : 7200
- Etéq10Hz (MPa) : 3600
- Hstructurel MB (m) : 0.01
- écart type Sh (m) : 0.010
- écart type SN : 0.250
- Kr (risque) : 0.815
- Kc (calage) : 1.1
- Ks (che liée/pf3 pf4) : 1

EpsilonT

Annotation libre : bb

Mémo ...

- 7 - Epsiz= 232.2 (gnt et sol)
- 8 - EpsiT= 60.1 (bb)

effacer=dbl click

Pour modifier les valeurs standard : cliquer sur "bb"

Figure 4.6 : Calcul des valeurs admissibles. (CBR)

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

2^{ème} étape : faire rentrer les différentes les différentes couche de la structure (BB, GB, GNT)
ainsi les épaisseurs de chaque couche et leurs modules de déformations :

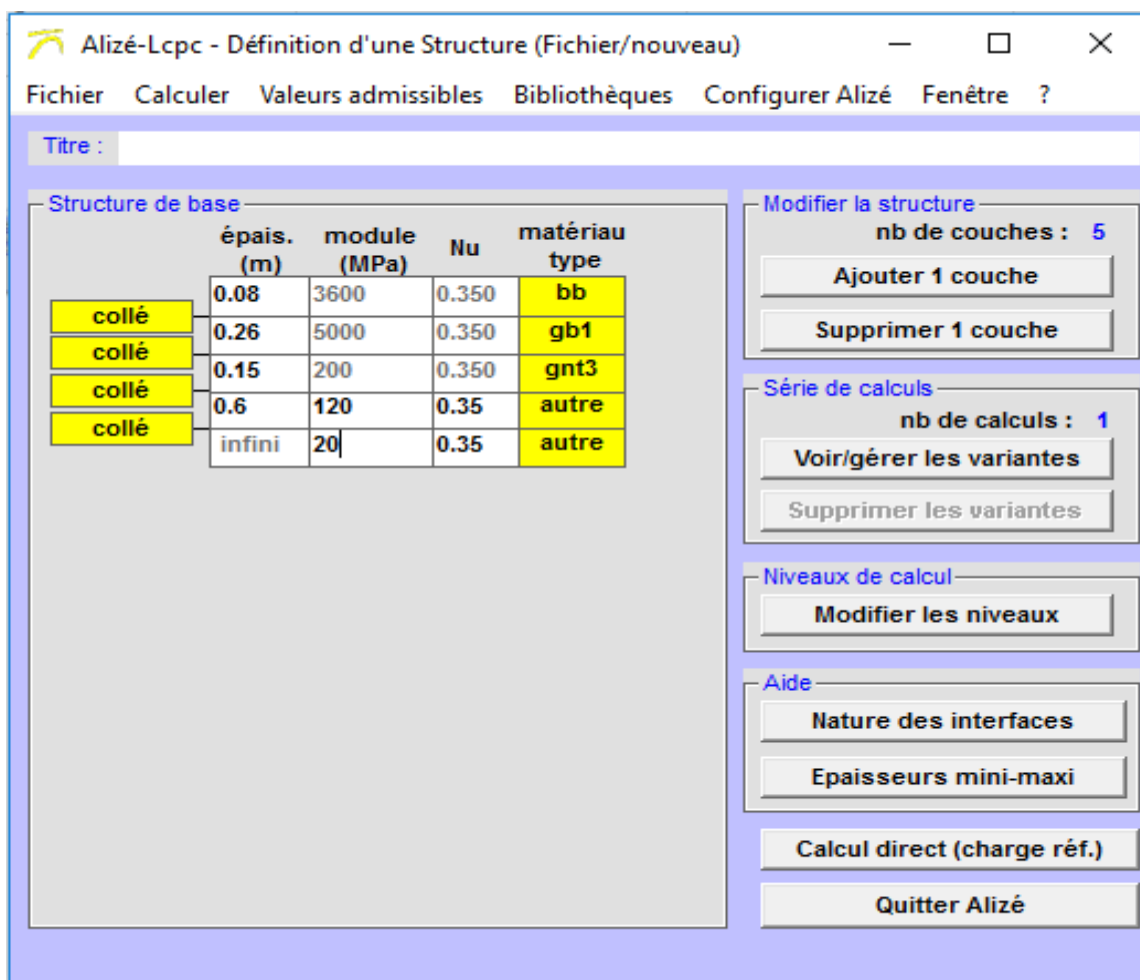


Figure 4.7 : La définition de la structure de base. (CBR)

Résultats des calculs après application de la charge comme suite :

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

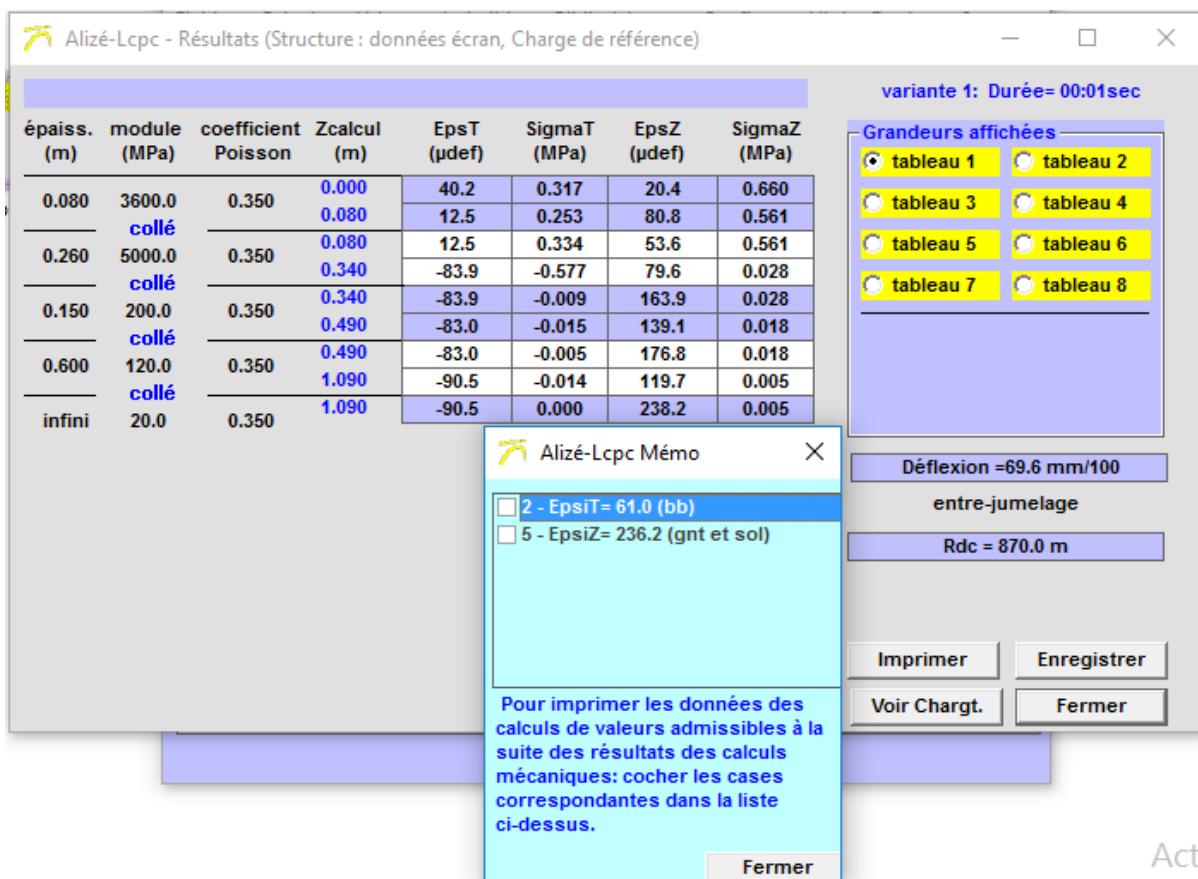


Figure 4.8 : Résultats des calculs. (CTTP)

Les résultats des déformations admissibles et calculés sont représentés dans le tableau 4.21 ci-dessous :

Tableau 4.21 : Vérification des résultats de calcul par Alize III.

	ϵ_t	ϵ_z
Déformation admissible calculée.	179×10^{-6}	469.7×10^{-6}
Déformation calculée par ALIZE III.	90.5×10^{-6}	238.2×10^{-6}

Donc :

$$\epsilon_{t, \text{adm}} = 179 \times 10^{-6} > \epsilon_t = 87.5 \times 10^{-6} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\epsilon_{z, \text{adm}} = 469.7 \times 10^{-6} > \epsilon_z = 230.3 \times 10^{-6} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

4.1.3 CONCLUSION :

D'après les résultats de deux méthodes, on remarque bien que **la méthode du catalogue** nous donne le corps de chaussée adéquat et tout en sachant que cette méthode est la plus économique et la plus utilisée en Algérie dans les routes nationales et les autoroutes, donc on choisit les résultats de la méthode du catalogue et pour les raisons suivantes :

- Elle se base sur les performances des matériaux.
- Elle se base sur les déformations admissibles.
- Elle tient en compte la fatigue des matériaux.
- En plus, cette méthode est une méthode algérienne établie et conçu par le CTTTP et validée par le ministère des travaux publics.

Donc la structure retenue est :

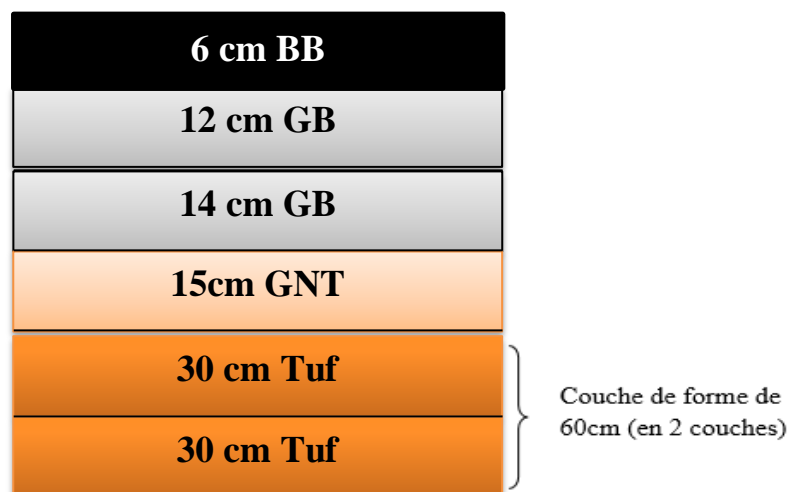


Figure 4.9 : La structure choisie pour notre chaussée.

**Partie 2 : fondations de l'ouvrage d'art
(viaduc)**

4.2 Fondations de l'ouvrage d'art (viaduc) :

Dans cette partie on va dimensionner les fondations de l'ouvrage visée de notre tronçon et choisir le type de fondation adéquat qui peut supporter ce dernier et assuré la meilleure transmission des charges au sols support et pour assurer l'équilibre et la stabilité de viaduc.

Le viaduc étudié est situé au niveau du tronçon routier PK09+410 au PK10+375 du contournement de la ville de Cherchell, il mesure 950m et franchit oued Sidi Ghiles, figure 4.12. La charge de cet ouvrage d'art transmise aux fondations est égale à 10000KN.



Figure 4.10 : Viaduc compris entre PK09+410 et PK10+375. [8]

La coupe lithologique du sol supportant le viaduc est donné dans la figure 4.13, ci-dessous :

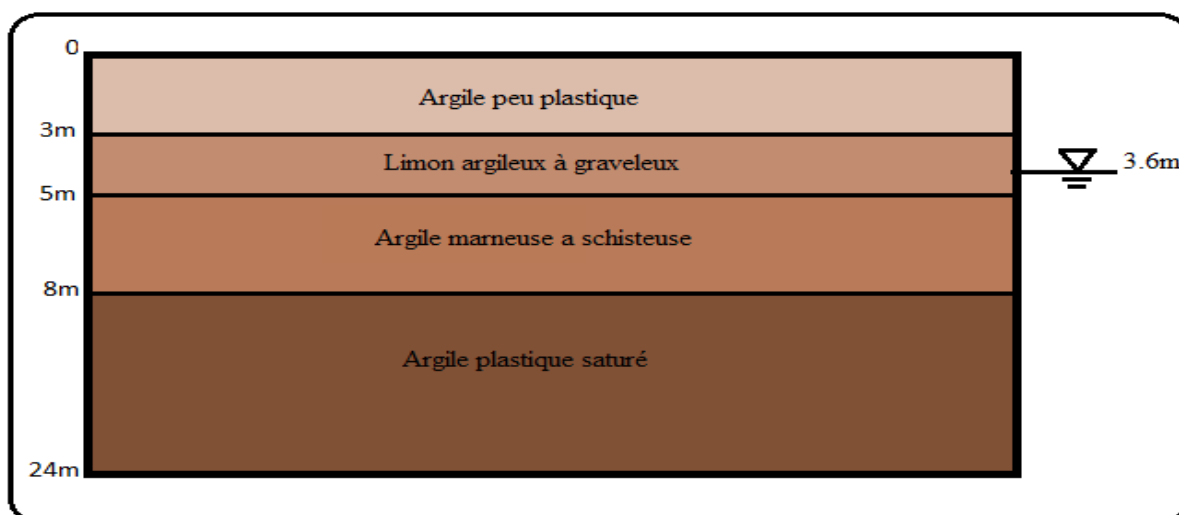


Figure 4.11 : Coupe lithologique du sol.

Le tableau 4.22 regroupe les caractéristiques physiques de chaque couche du terrain :

Tableau 4.22 : Le poids volumique sec et saturé de chaque couche.

Couches	Le poids volumique saturé $\gamma_{sat}(KN/m^3)$	Le poids volumique sec $\gamma_d(KN/m^3)$
Argile peu plastique	19.6	15.1
Limon argileux à graveleux	19.41	14.7
Argile marneuse à schisteuse	20.7	16.8
Argile plastique saturé	20.1	17.2

4.2.1 Calcul de la capacité portante des fondations par la méthode pressiométrique :

Afin de choisir le bon type de fondation, il est nécessaire de passer par l'étape de calcul de la capacité portante du sol, qui peut être déterminée par plusieurs méthodes. La méthode utilisée dans notre cas est la méthode pressiométrique :

Avant de commencer les étapes de calcul de la capacité portante des fondations à l'aide de la méthode pressiométrique, on va définir la combinaison des charges à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

La combinaison de charges aux deux états limites cité précédemment est la suivante : [3]

• Etat limite ultime ELU :

$$Q_{\text{fondamental}} = 1.35G + 1.35G_{sp} + \max(1.35G_{sf}, 1.5Q_l + \sum Q_i) = 6317 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{accidentelle}} = G + E + G_{sp} + G_{sf} = 8039 \text{ KN}$$

• Etat limite de service ELS :

$$Q_{\text{permanente}} = G + G_{sp} + \max(G_{sf}, \Psi_l Q_l) = 11125 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rare}} = G + G_{sp} + \max(G_{sf}, Q_l + 0.77\sum Q_i) = 12980 \text{ KN}$$

A. Fondation superficielle de type semelle filante :

On a une semelle filante rectangulaire de dimensions :

$$B = 4m \quad ; \quad L = 8m \quad ; \quad D = 2m.$$

Les étapes de calcul pour une fondation superficielle sont :

Etape 1 : La zone utile.

$$Z_u = [D, + 3B/2] : [4]$$

Avec :

D : la fiche.

B : la largeur.

Donc la zone utile est de : $Z_u = [2, 2 + (3 \times 4)/2]$ \longrightarrow $Z_u = [2, 8]$ m.

Etape 2 : Calcul de la capacité portante.

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée est donnée par la formule suivante : [4]

$$q_1 = K_p \times Pl_e^* + q_0 \quad (1.14)$$

Avec :

Pl_e^* : Pression limite équivalente nette = valeur moyenne de pl^* dans la zone utile ;

Pl^* : pression limite nette = $pl - p_0$;

P_0 : pression horizontale des terres = $K_0 \times \gamma h \times z$;

K_0 : coefficient de pression des terres « au repos » égale=1 pour sol cohérent et 0.5 pour sol pulvérulents ;

K_p : Coefficient de portance pressiométrique il dépend des dimensions de la fondation et la nature de sol juste sous la base de fondation donnée par : [4]

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (1.15)$$

Avec :

B : largeur de la fondation.

L : longueur de la fondation.

K_{p1} et K_{p0} : correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, sont donnés par des abaques. (Voir annexe B figure B.1)

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DE CORPS DE CHAUSSEE, ET LE CALCUL DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE D'ART

Les Résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes sont présenté dans le tableau 4.23 :

Tableau 4.23 : Résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes.

Z(m)	PI (KPa)	P ₀ (KPa)	PI* (KPa)
2	577.5	30.2	547.3
4	591.5	60	531.5
6	630.5	91.5	539
8	684.5	125.1	559.4

REMARQUE : Dans le cas où $PI^* > 1.5 (PI^*)_{\min}$, si on trouve une valeur qui est supérieur à $1.5 \times (PI^*)_{\min}$ on doit la plafonnée et remplacée par $1.5 (PI^*)_{\min}$ dans le calcul de Ple^* .

$(PI^*)_{\min} = 531.5 \text{ KPa}$,

$1,5 \times (PI^*)_{\min} = 1,5 \times 531.5 = 797.25 \text{ KPa} >$ toutes les valeurs donc on change rien.

Application numérique sur le projet :

$$Ple^* = \left(\frac{547.3 + 531.5 + 539 + 559.4}{4} \right)$$

$$Ple^* = 544.3 \text{ KPa}$$

$$q_0 = \gamma_h \times D \tag{1.16}$$

$$q_0 = 15.1 \times 2$$

$$q_0 = 30.2 \text{ KPa}$$

$$K_p = 0.93 \times 4/8 + 0.9 (1 - (4/8))$$

$$K_p = 0.915$$

Avec : K_p^1 et K_p^0 : les facteurs de portance déterminés à partir des abaques (voir annexe B figure B.1).

Donc :

$$q_1 = 0.915 \times 544.3 + 30.2$$

$$q_1 = 528.23 \text{ KPa.}$$

Etape 3 : Vérification aux états limite.

L'état limite est vérifié comme suit :

$$q_{cal} = \frac{q_1}{F_s} \quad (1.17)$$

Avec :

F_s : coefficient de sécurité égale à 2.

$$q_{cal} = \frac{528.23}{2}$$

$$q_{cal} = 264.11 \text{ KPa}$$

$$q_{ser} = \frac{q}{B \times L} + \gamma b \times D \quad (1.18)$$

$$q_{ser} = \frac{12980}{4 \times 8} + 25 \times 2$$

$$q_{ser} = 455.63 \text{ KPa}$$

D'après les résultats obtenus on a :

$$q_{ser} > q_{cal}$$

Alors la capacité portante de cette semelle est non vérifiée on va donc opter pour une fondation profonde (pieu).

B. Fondations profondes sur pieux :

La charge verticale limite Q_l (ou capacité portante verticale) d'un pieu résulte de la mobilisation d'une pression verticale limite q_l en pointe, et des contraintes de frottement latéral limite $q_s(z)$ le long du fut du pieu. [4]

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

(1.19)

Avec :

Q_L : Charge limite.

Q_P : pression vertical de pointe.

Q_S : Terme de frottement latéral.

• **Notion de charge verticale critique :**

L'interprétation d'un essai de chargement vertical du pieu permet d'obtenir expérimentalement la charge critique Q_C . En cas d'indisponibilité d'essai, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandée par le LCPC. [4]

- Pieux ne refoulant pas le sol : $Q_C = 0.5 Q_P + 0.7 Q_S$ (1.20)

- Pieux refoulant le sol : $Q_C = 0.5 Q_P + 0.7 Q_S$ (1.21)

B.1 Calcul de Q_l à partir de l'essai pressiométrique (PMT) :

La méthode est issue du règlement français CCTG-93 (fascicule 62, titre 5), la méthode de calcul de Q_l est comme suit :

Etape 1. Calculer la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* . Qui est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ en dessous de la pointe et de b au-dessus (voir figure 4.11). [4]

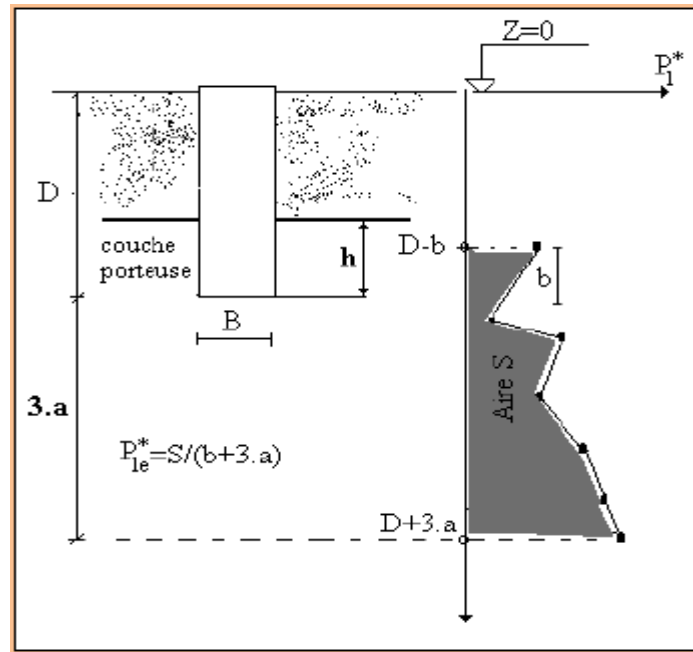


Figure 4.12 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente. [4]

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz$$

(1.22)

Avec :

$$a = \max (B/2, 0.5m)$$

$$b = \min (a, h)$$

h : ancrage dans la couche porteuse.

$p_l^*(z)$: est obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* mesuré.

Dans notre cas d'étude on dispose d'un pieu caractérisé par les dimensions suivantes :

$$D= 10.00m \quad ; \quad b= 1.20m$$

Etape 1 :

La zone utile :

$$Z_u = [D-b; D+3a]:$$

$$a = \max (B / 2; 0.5)$$

$$a = \max (0.6, 0.5)$$

$$a = 0.6$$

$$b = \min (a, h)$$

$$b = \min (0.6, 0)$$

$$b = 0$$

Donc la zone utile est de : $Z_u = [10, 11.8]$.

Les Résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes sont présenté dans le tableau 4.24 :

Tableau 4.24 : Résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes.

Z(m)	Pl (KPa)	P ₀ (KPa)	Pl* (KPa)
10	773	200	573
11	789	220.1	568.9
11.8	798	240	558

$$p_{le}^* = \frac{1}{3 \times 1.5} \left[\left(\frac{573 + 568.9}{2} \right) \times 1 + \left(\frac{568.9 + 558}{2} \right) \times 0.5 \right]$$

$$p_{le}^* = 274.71 \text{ KPa}$$

Etape 2 :

Calcule de la résistance en pointe :

$$q_L = k_p \times P_{le}^*$$

(1.23)

Avec :

P_{le}^* : pression limite nette équivalent.

k_p : facteur de portance pressiométrique dépend de la nature du sol et du mode d'installation du sol (type de pieu).

Le sol est classé comme étant une argile, d'après le tableau de classification (voir annexe B, tableau B.2), on retient que le sol appartient à une argile molle (classe A). Alors le facteur de portance pressiométrique $K_p = 1.1$ (pieu ne refoule pas le sol). (Voir annexe B, tableau B.1)

Donc : $q_l = 1.1 \times 274.73$

$$q_l = 302.21 \text{ KPa}$$

Etape 3 :

Détermination de l'effort limite Q_p en pointe dont l'aire de sa section est A , tel que : [4]

$$Q_p = A q_l$$

(1.24)

Avec :

A : la section du pieu

Puisque on a un pieu de section circulaire donc le calcul se fait comme suit :

$$A = \frac{\pi \times B^2}{4} = \frac{\pi \times 1.3^2}{4}$$

$$A = 1.32 \text{ m}^2$$

Donc :

$$Q_p = 1.32 \times 302.21$$

$$Q_p = 398.93 \text{ KPa}$$

Etape 4 :

Calcul de l'effort limite Q_s de frottement latéral limite par : [4]

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

(1.25)

Avec :

P : périmètre du pieu

q_s: La contrainte de frottement latéral limite. Elle dépend de la pression limite nette, et aussi de la nature du sol entourant le pieu, et du mode d'installation du pieu.

Puisque le sol est de classe A, et le forage du pieu est simple, donc on choisit la courbe Q₁ (n=1)

La détermination de **q_s** se fait à partir de la formule suivante : [19]

- $q_s(z) = 0.04n \frac{Pl^*(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{Pl^*(z)}{(1+0.5n)} \right)$ si $Pl^*(z) \leq 1+0.5n$
- $q_s(z) = 0.04n$ si $Pl^*(z) > 1+0.5n$

Le résultat de calcul de **q_s** dans chaque profondeur est regroupée dans le tableau 4.25 :

Tableau 4.25 : Résultats de calcul de q_s.

Z(m)	0	2	4	6	8	10
P₀ (MPa)	0	0.039	0.078	0.118	0.159	0.2
Pl* (MPa)	0	0.274	0.513	0.512	0.525	0.573
q_s (KPa)	0	13.27	22.68	22.56	23.1	24.72

Alors :

$$Q_s = \pi \times 1.00 \sum_0^{10} \left(\frac{0+24.72}{2} + 13.27+22.68+22.56+23.1 \right) \times 2$$

Q_s = 590.43(KPa)

Etape 5 :

Le calcul de la fiche équivalente du pieu, soit D_e, telle que : [4]

$D_e = \frac{1}{p_{ie}^*} \int_0^D p_i^*(z) dz$

(1.26)

$$D_e = \frac{1}{245.82} \sum_0^{10} \frac{0+573}{2} + 274 + 513 + 512 + 525$$

$$De = 8.6m$$

Etape 6 :

Calcul De/B et vérifier que la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée, selon le règlement, comme étant : [5]

- Fondation profonde pour $De/B > 5$,
- Fondation semi-profonde pour $1.5 < De/B < 5$,
- Fondation superficielle pour $De/B < 1.5$.

On a : $De = 8.6m$; $B = 1.2m$

$De / B = 8.6/1.2 \longrightarrow De / B = 6.61 > 5 \longrightarrow$ **fondation profonde.**

- Calcul de Q_C et Q_I :

$$Q_I = Q_P + Q_S$$

$$Q_I = 398.93 + 590.43$$

Donc :

$$Q_I = 989.36 \text{ KPa}$$

$$Q_C = 0.5 Q_P + 0.7 Q_S$$

$$Q_C = 0.5 \times 398.93 + 0.7 \times 590.43$$

Alors :

$$Q_C = 612.76 \text{ KPa}$$

B.2 Calcul de nombre de pieux :

Le calcul de nombre de pieux se fait par les formules suivantes : [4]

$$N_{\text{fond}} = \frac{1.4 \times Q_f}{Q_I} = \frac{1.4 \times 11250}{989.36} \quad \text{donc : } N_{\text{fond}} = 15.91$$

$$N_{\text{acc}} = \frac{1.2 \times Q_{\text{acc}}}{Q_I} = \frac{1.2 \times 12980}{989.36} \quad \text{donc : } N_{\text{acc}} = 15.74$$

$$N_{\text{rare}} = \frac{1.1 \times Q_{\text{rare}}}{Q_I} = \frac{1.1 \times 8039}{989.36} \quad \text{donc : } N_{\text{rare}} = 8.93$$

$$N_{Qp} = \frac{1.4 \times Q_{Qp}}{Q_1} = \frac{1.4 \times 6317}{989.36} \quad \text{donc : } N_{Qp} = 8.93$$

Donc le nombre de pieux est : **16 pieux**. Leur disposition est donnée dans la figure 4.15

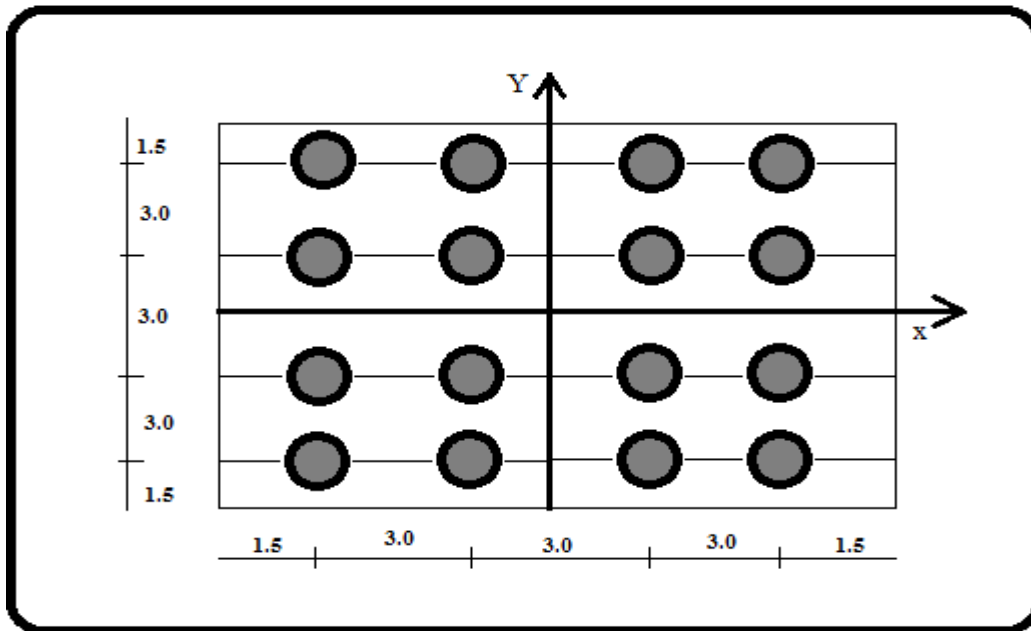


Figure 4.13 : Disposition des pieux.

B.3 Tassement d'un pieu isolé :

Parmi les méthodes les plus utilisées dans le calcul de tassement des pieux à court terme la méthode de la théorie d'élasticité, On va calculer donc le tassement en tête du pieu en utilisant la formule ci-après :[4]

$$V_0 = \frac{Q I_v}{E(D).B} \quad (1.27)$$

Le facteur de tassement I_v est calculé par : [4]

$$I_v = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8 D \tanh(\mu D)}{\pi \epsilon \lambda (1 - \nu) B \mu D}}{4 \frac{4 \pi \beta D \tanh(\mu D)}{(1 - \nu) \epsilon} + \frac{\alpha B}{\mu D}} \quad (1.28)$$

Avec :

- $\epsilon=1$ (sol infini). [1]
- $B= 1.2$ m

- $\nu = 0.5$ (sol cohérent). [1]
- $D = 10\text{m}$
- $E_p = 30000\text{ MPa}$ (module de Young du pieu en béton armé).

En cas d'un sol multicouche ou non homogène, il est recommandé de calculer un module de déformation équivalent E_{eq} égal à la moyenne pondérée des valeurs de E_s le long du pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E_s(z) dz \quad (1.29)$$

Pour la détermination du module de déformation du sol E_s , il existe des corrélations empiriques entre le module E_s et le module pressiométrique E_m : [1]

$E_s = 4 E_m < 60\text{ MPa}$ pour les pieux travaillant en pointe.

$E_s = 5 E_m < 50\text{ MPa}$ pour les pieux flottants.

Donc on va utiliser les résultats du module E_m , de l'essai pressiométrique SP44

Le tableau 4.20 regroupe les résultats du module pressiométrique et leurs corrélations :

Tableau 4.26 : Résultats de la corrélation des modules pressiométrique.

Z(m)	2	4	6	8	10
E_m (MPa)	3.06	3.36	3.13	3.41	4.69
$4 E_m$ (MPa)	12.24	13.44	12.52	13.64	18.76

Application :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E(z) dz \quad (1.30)$$

$$E_{eq} = \frac{1}{10} \sum_0^{10} (12.24 + 13.44 + 12.52 + 13.64 + 18.76) \times 2$$

$$E_{eq} = 14.08 \text{ (MPa)}$$

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} = \frac{14.08}{14.08} = 1$$

$$\beta = 1$$

$$\lambda = 2(1 + \nu) \frac{E_p}{E(D)} \quad (1.31)$$

$$\lambda = 2(1+0.5) \frac{30000}{14.08}$$

$$\lambda = 6392.04$$

$$\alpha = Ln \left[2 \frac{D}{B} [0.25 + (2.5\beta (1 - \nu) - 0.25) \epsilon] \right] \quad (1.32)$$

$$\alpha = Ln \left[2 \frac{10}{1} [0.25 + (2.5 \times 1(1 - 0.5) - 0.25) \times 1] \right]$$

$$\alpha = 3.21$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \lambda}} \quad (1.33)$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2} \frac{10}{1}}{\sqrt{3.21 \times 6392.04}}$$

$$\mu D = 0.151$$

$$I_v = 4(1 + 0.5) \frac{1 + \frac{8 \times 10 \tanh(0.197)}{\pi \times 1 \times 6392.04 (1 - 0.5) \times 1.2 \times 0.151}}{\frac{4}{(1 - 0.5) \times 1} + \frac{4\pi \times 1.2 \times 10 \times \tanh(0.151)}{3.21 \times 1.2 \times 0.151}}$$

$$I_v = 6.5 \times 10^{-3}$$

$$V_0 = \frac{Q I_v}{E(D).B} = \frac{12980 \times 3.91 \times 10^{-3}}{14080 \times 1.2}$$

$$V_0 = 4.6 \times 10^{-2} \text{ m} = 4.6 \text{ cm}$$

$V_0 = 4.60 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$, donc le tassement est admissible. D'après la recommandation du 4^{ème} international congrès de Mécanique des sols (Londres 1956).

4.3 Conclusion :

La méthode pressiométrique appliqué au cours de ce chapitre, nous a conduits d'utiliser des fondations profondes de type pieux, avec une longueur de 10m et un diamètre de 1.2m pour le viaduc. Concernant le tassement subi par les pieux sous la charge apportée par l'ouvrage, le calcul utilisant la méthode d'élasticité, donne une valeur du tassement de l'ordre de 4.6cm, considéré comme admissible.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail était élaboré, dans le but de faire le dimensionnement de la chaussée d'un tronçon routier de longueur de 3 Km, qui se situe au niveau du contournement de la ville de Cherchell, ainsi que de la conception des fondations d'un pont (viaduc) situé sur la même voie. Dans le cadre de notre mémoire, il a fallu dans un premier temps faire l'analyse des données géologiques, géomorphologiques, hydrogéologiques, géotechniques et sismiques de notre site, pour passer en second lieu, à la conception du corps de chaussée et le choix des fondations à adopter pour l'ouvrage d'art (viaduc).

Les différentes analyses effectuées ont permis de faire ressortir les points suivants :

- Le tracé est composé de deux zones, une zone de plaine et une zone montagneuse avec des reliefs accidentés présentant des pentes du terrain naturel de plus de 35%.
- Le climat de la région est subhumide avec un été chaud et un hiver doux dans la partie Nord (côté mer) et froid dans la partie Sud (côté montagneux).
- Le réseau hydrographique de la zone d'étude est représenté principalement par des oueds. Ces derniers sont secs en été et peuvent devenir inondant et très violents pendant la période des pluies.
- L'analyse hydrogéologique de la zone d'étude révèle l'existence deux réservoirs aquifères, l'aquifère Astien et l'aquifère alluvial Quaternaire.
- La zone d'étude est classée zone **III**, zone à sismicité élevée selon le **RPA**.
- Les terrains situés le long et aux alentours du tracé, sont caractérisés par des formations d'argile schisteuse parfois marneuses, ainsi que de formation rocheuse constituées principalement de bans de Grés et de Calcaires.
- La conception du corps de chaussée utilisant les deux méthodes (CBR, CTTTP) donne une chaussée structurée en une couche de roulement en béton bitumineux (BB) d'une épaisseur de 6cm, surmontant une couche de base en grave bitume (GB) d'une épaisseur de 26cm disposée en deux couches, reposant sur une couche de fondation en grave non traité (GNT) de 15 cm. Le tout repose sur une couche de forme en tuf de 60 cm disposée en deux couches de 30cm.
- Les fondations adoptées pour le viaduc sont des fondations profondes de type Pieux, de longueur de 10m et un diamètre de 1.2m chacun.

REFERENCE

- Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTTP Novembre 2001, fascicule 1 notice d'utilisation.
- Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTTP Novembre 2001, fascicule2 hypothèse et données de dimensionnement.
- Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTTP Novembre 2001, fascicule3 fiches techniques de dimensionnement.
- ALI BOUAFIA, Conception et Calcul Des Ouvrages Géotechniques (Edition PAGES BLEUES 2010).
- Direction de travaux public Tipaza (DTP), Données des essais géotechnique.
- Laboratoires nationaux des travaux publics (Blida).
- BOUAFIA A. (1975), AIDE-MÉMOIRE DE MÉCANIQUE DES SOLS, 2eme édition, édition office des publications universitaires, Ben-Aknoun, Alger.
- Le règlement parasismique algérien applicable au domaine des ouvrages RPAO 2008.
- Société algérienne d'étude d'infrastructure (SAETI), 2014, étude géologique et hydrogéologique ; et géomorphologique de site.
- Guide de l'entretien routier 1995.
- Senni.S & Hadj Yahia.I, étude géotechnique d'un tronçon routier (Cherchell- Sidi Ghiles), mémoire de master en génie civil (université Blida -1- 2018).
- Ghani M Amine (9/21/2016) Structure et dimensionnement d'une chaussée, l'école des travaux publics de Normandie –wiki TP.

REFERENCE

- Guide technique de terrassement routier (GTR), conception et dimensionnement des structure de chaussées « ministère de l'équipement du logement et des transports », réf : D9233-2
- MEBARKI.G (Avril, 2016) cours du module mécanique des milieux granulaires (méthode CBR), l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Peyronne (octobre, 1991), cours de routes dimensionnement des chaussée, 2 éme edition presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- G.G Rattesat (1981), cours de l'école nationale des ponts et chaussées conception des ponts, edition Eyrolles.
- Société algérienne d'étude d'infrastructure (SAETI), Janvier 2015, rapport géotechnique, étude d'avant-projet détaillé du contournement de la ville de Cherchell.
- règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, C.C.T.G, fascicule 62-titre V, Ministère de l'équipement , du logement et des transports (1993).
- Frank R (1999) calcul des fondations superficielles et profondes, édition Techniques de l'Ingénieur (TI) et Presses de l'ENPC.
- Philiponnat G et Hubert B (1998) Fondations et ouvrages en terre, edition Eyrolles, Paris.
- Georges.F, La pratique des sols et fondations, (Edition du moniteur 1981).

A.1 Limite d'atterberg :

Tableau A.1 : Qualification des sols rocheux en fonction d'indice de plasticité. (XP P94-011)

Etat	Indice de plasticité
Non plastique	$I_p \leq 12$
Peu plastique	$12 \leq I_p \leq 25$
Plastique	$25 \leq I_p \leq 40$
Très plastique	$I_p > 40$

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

Etat	Indice de consistance
Liquide	$I_c \leq 0$
Très molle	$0 \leq I_c \leq 0.25$
Molle	$0.25 \leq I_c \leq 0.50$
Ferme	$0.50 \leq I_c \leq 0.75$
Très ferme	$0.75 \leq I_c \leq 1$
Dur	$I_c > 1$

A.2 Poids volumique sec et degré de saturation :

Tableau A.3 : 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	$\gamma_d > 1800$

Tableau A.4 : Qualification des sols en fonction de Degré de saturation. (XP P94-011)

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

A.3 Analyse chimique :

Tableau A.5 : classification des sols calcaireux.

Teneur en calcaire (caco ₃ %)	Dénomination
0-10	Argile ou limon
10-30	Argile marneuse
30-70	Marne
70-90	Calcaire marneuse
90-100	Calcaire (ou craie)

Tableau A.6 : agressivité des solutions en fonction de leur concentration en agent agressive.

Etat	Anhydrique carbonique Co ₂ (%)
Faiblement agressive	15-30
Moyennement agressive	30-60
Fortement agressive	60-100
Très fortement agressive	>100

A.4 Compressibilité a l'œdomètre :**Tableau A.7** : Qualification des sols en fonction de compressibilité. Selon (G.SANGLERAT)

Etat	Coefficient de compressibilité C _c
Sol incompressible	$C_c < 0.02$
Sol très peu compressible	$0.02 \leq C_c \leq 0.05$
Sol peu compressible	$0.05 \leq C_c \leq 0.1$
Sol moyennement compressible	$0.1 \leq C_c \leq 0.2$
Sol assez compressible	$0.2 \leq C_c \leq 0.3$
Sol très compressible	$0.3 \leq C_c \leq 0.5$
Sol extrêmement	>0.5

Tableau A.8 : Qualification d'un sol en fonction de Coefficient de gonflent.

Etat	Coefficient de gonflement C _g
Non gonflant	$C_g < 0.02$
Peu gonflant	$0.02 \leq C_g \leq 0.04$
Gonflant	$0.04 \leq C_g \leq 0.25$

A.5 Cisaillement a la boite de casagrande :

Tableau A.9 : Qualification d'un sol en fonction de la Cohésion non drainée C_u .

Etat	Cohésion non drainée 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

A.6 Résistance à la compression simple :

Tableau A.10 : Qualification de la résistance d'une roche en fonction de la valeur R_c .

Terme descriptif	R_c (MPa)
Très élevée	>200
Elevé	60 à 200
Moyenne	20 à 60
Faible	6 à 20
Très faible	<6

Indice de CBR et portance de sol support :

Tableau A.11 : classe de portance du sol.

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

Valeur de PI de l'essai PMT :

Tableau A.12 : Qualificatif de la compacité du sol en fonction des valeurs de PL.

Etat du sol	PL(MPa)
Très lâche	<0.2
Lâche	0.2 à 0.5
Moyennement dense	0.5 à 1

A.7 Classification GTR :

Tableau A.13 : Classification des sols fins.

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, siltis 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} W_n < 0,7 W_{OPN}	A₁ s 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} I_c > 1,3 ou W_n < 0,7 W_{OPN}	A₂ s A₂ ts	
		25 < I_p ≤ 40 ^(*) ou 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles marneuses, 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} I_c > 1,3 ou W_n < 0,7 W_{OPN}	A₃ s A₃ ts	
		I_p > 40 ^(*) ou VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique		A₄ th
						A₄ h
						A₄ m
						A₄ s

Tableau A.14 : classification des sols sableux et graveleux.

(¹) Paramètres dont le choix est à privilégier

Classe **B** Tableau 2 - **Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines**

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
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	Paramètres de comportement	sous classe fonction du comportement
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B₁ Sables silteux...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		FS ≤ 60	B ₁₁
						FS > 60	B ₁₂
		tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% VBS > 0,2	B₂ Sables argileux (peu argileux)...	IPI (¹) ≤ 4 ou W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	B ₂ th	FS ≤ 60	B ₂₁ th
						FS > 60	B ₂₂ th
				4 < IPI (¹) ≤ 8 ou 1,10 W _{OPN} ≤ W _n < 1,25 W _{OPN}	B ₂ h	FS ≤ 60	B ₂₁ h
						FS > 60	B ₂₂ h
				0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,10 W _{OPN}	B ₂ m	FS ≤ 60	B ₂₁ m
						FS > 60	B ₂₂ m
		0,5 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	B ₂ s	FS ≤ 60	B ₂₁ s		
				FS > 60	B ₂₂ s		
W _n < 0,5 W _{OPN}	B ₂ ts	FS ≤ 60	B ₂₁ ts				
		FS > 60	B ₂₂ ts				
tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B₃ Graves silteuses...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₃₁		
				LA > 45 et MDE > 45	B ₃₂		

(¹) Paramètres dont le choix est à privilégier

Tableau A.15 : Classification des roches.

roches sédimentaire	Roches carbonatées	Craies	R ₁
		Calcaires	R ₂
	Roches argileuse	Marnes, argiles pyélites	R ₃
	Roches siliceuses	Grés, poudingues, brèches	R ₄
	Roches salines	Sel gemme, gypse	R ₅
Roches magmatique et métamorphique	Granites, ballastes, andésites, gneiss, schistes métamorphique et ardoisiers		R ₆

On présente le tableau suivant qui résume l'ensemble des résultats obtenus par la classification de GTR de sondage carotté.

Tableau A.16 : classification de sol d'après le GTR.

N° sondage	Profondeurs (m)	Classement selon la nature.		Classement selon l'état hydrique.
		Classe	Sous classe	Sous classe fonction de l'état.
SC19	1.30-1.45	B	B ₆	B ₆ ts
	6.50-6.70	A	A ₂	A ₂ ts
SC21	1.70-1.90	A	A ₂	A ₂ ts
	4.00-4.50	A	A ₂	A ₂ s
	5.50-5.70	A	A ₂	A ₂ ts
	6.00-6.25	A	A ₂	A ₂ m
	8.60-9.00	A	A ₂	A ₂ s
	12.00-12.30	A	A ₂	A ₂ ts
	13.00-13.50	A	A ₂	A ₂ ts
SC22	2.30-2.80	A	A ₂	A ₂ th
	6.00-6.50	A	A ₂	A ₂ th
	10.00-10.50	A	A ₂	A ₂ h
SC23	2.00-2.50	A	A ₂	A ₂ s
	3.70-3.90	A	A ₃	A ₃ ts
SC24	1.50-1.70	A	A ₃	A ₃ S
	5.00-5.40	A	A ₂	A ₂ m
	6.80-7.00	A	A ₂	A ₂ m
	12.10-12.60	A	A ₂	A ₂ m

SC25	3.50-4.00	A	A ₂	A ₂ h
	6.10-6.50	A	A ₂	A ₂ m
SC26	1.80-2.20	A	A ₂	A ₂ m
	3.35-3.80	A	A ₂	A ₃ ts
	6.40-6.70	A	A ₂	A ₂ ts
	9.00-9.20	A	A ₂	A ₂ m
	13.50-13.90	A	A ₂	A ₂ m
PU8	1.70-2.80	A	A ₂	-
PU10	1.00-1.70	A	A ₂	-

Classification selon le rapport E_M/P_L :

Tableau A.17 : Classification selon le rapport E_M/P_L .

Sols	Rapport E_M/P_L	Classification
Argiles	$E_M/P_L < 5$	Argiles remaniées ou triturées
	$5 < E_M/P_L \leq 8$	Argiles sou-consolidées
	$8 < E_M/P_L \leq 12$	Argiles normalement consolidées
	$12 < E_M/P_L \leq 15$	Argiles légèrement surconsolidées
	$E_M/P_L > 15$	Argiles fortement surconsolidées
Sables	$E_M/P_L < 5$	Sables, Sables remaniées
	$6 < E_M/P_L \leq 8$	Sables et graviers immergés
	$E_M/P_L > 10$	Sables, Sables et graviers sec et serrés.

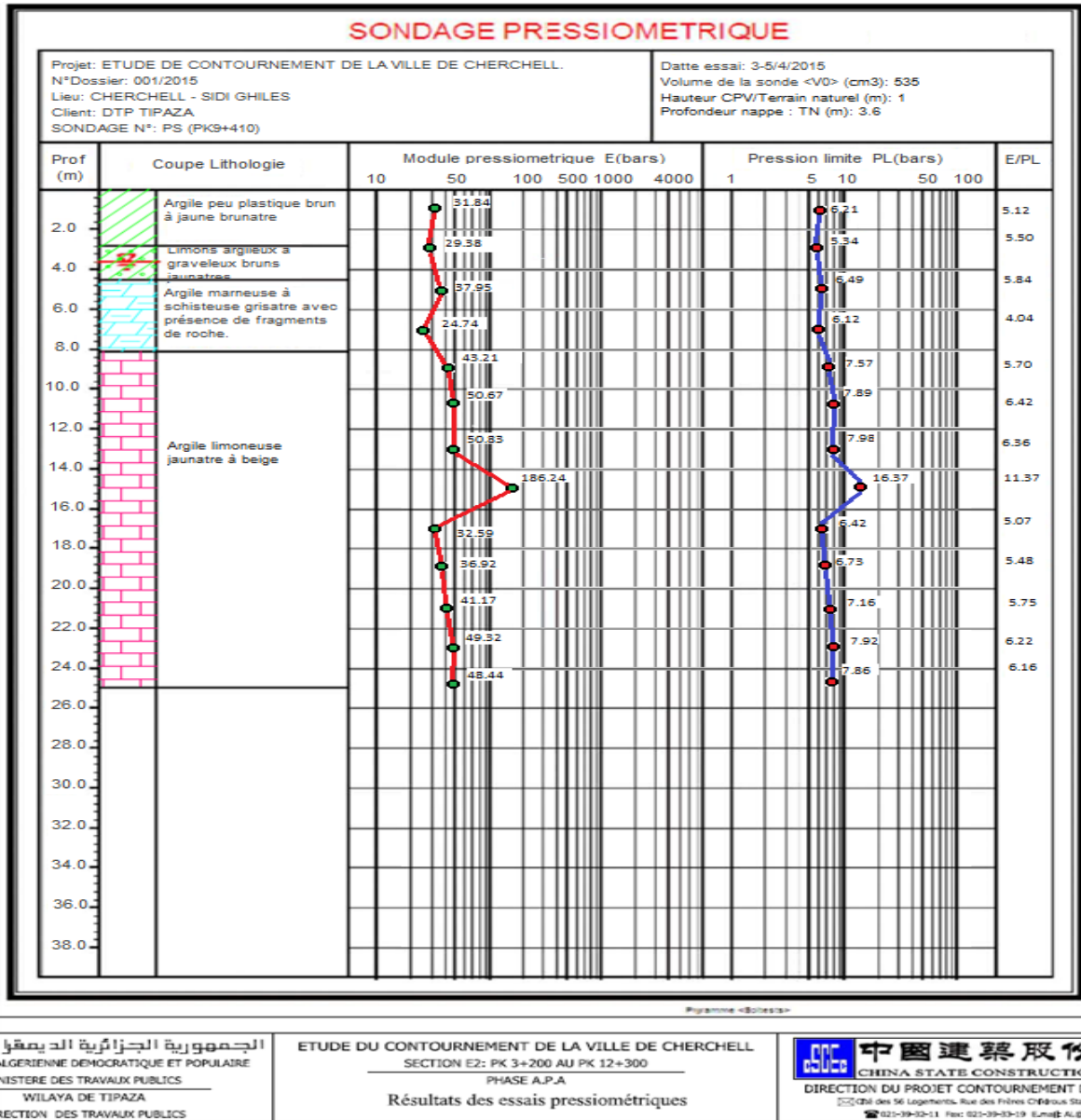


Figure A.1 : Sondage pressiométrique SP44

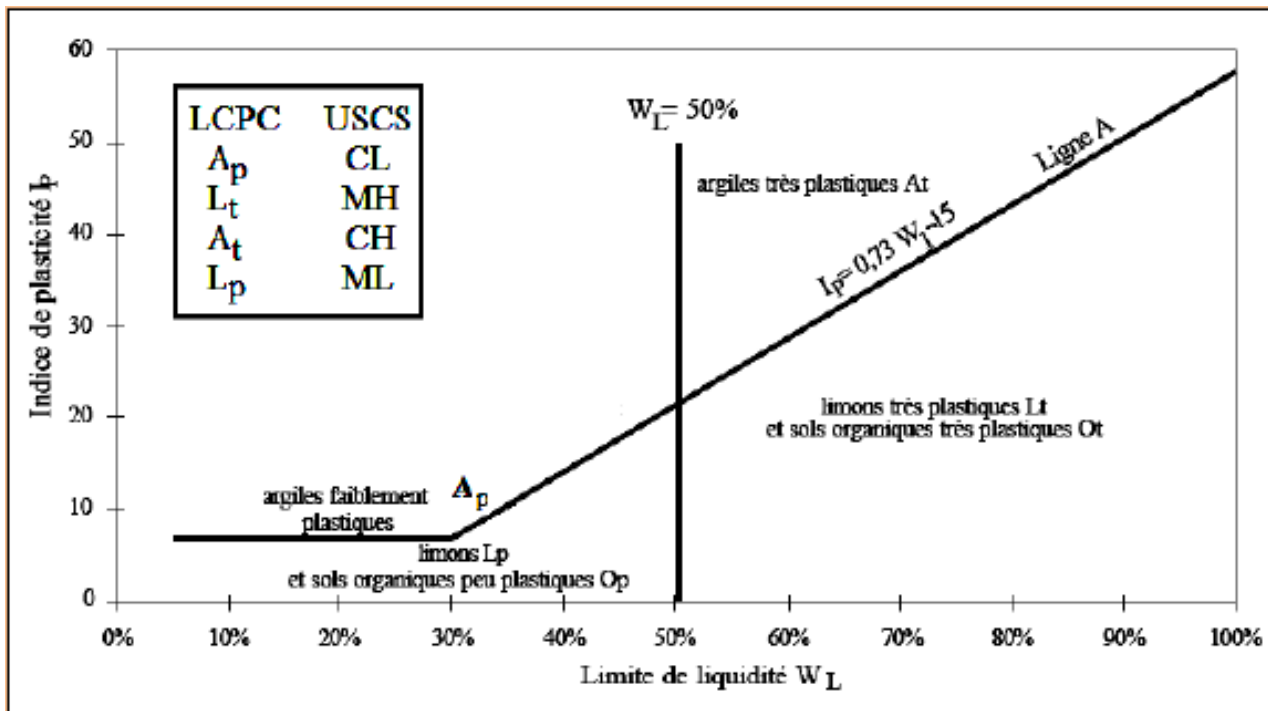


Figure A.2 : Abaque de plasticité de CASAGRANDE.

Tableau A.18 : Classification sols rocheux.(GTR)

Classe R

MATERIAUX ROCHEUX
(évolutifs et non évolutifs)

Classement selon la nature		Classement selon l'état hydrique et le comportement	
Nature pétrographique de la roche	Caractères principaux	Paramètres et valeurs seuils retenus	Sous-classe
Roches sédimentaires Roches carbonatées	<p>R₁ Craie</p> <p>La craie est un empilement de particules de calcite dont les dimensions sont de l'ordre de 1 à 10µm. Cet empilement constitue une structure d'autant plus fragile que la porosité est grande (ou inversement que la densité sèche est faible). Les mesures et constatations de chantier ont montré qu'au cours des opérations de terrassement, il y a formation d'une quantité de fines en relation directe avec la fragilité de l'empilement. Lorsque la craie se trouve dans un état saturé ou proche de la saturation, l'eau contenue dans les pores se communique aux fines produites, leur conférant le comportement d'une pâte, qui s'étend rapidement à l'ensemble du matériau, empêchant la circulation des engins et générant des pressions interstitielles dans les ouvrages. Inversement, lorsque la teneur en eau est faible, la craie devient un matériau rigide, très portant mais difficile à compacter. Enfin, certaines craies peu denses et très humides, peuvent continuer à se fragmenter, après mise en œuvre, sous l'effet des contraintes mécaniques et du gel, principalement.</p>	pd > 1,7	craie dense R ₁₁
		1,5 < pd ≤ 1,7 et w _n ≥ 27	craie de densité moyenne
		1,5 < pd ≤ 1,7 et 22 ≤ w _n < 27	
		1,5 < pd ≤ 1,7 et 18 ≤ w _n < 22	
		1,5 < pd ≤ 1,7 et w _n < 18	craie peu dense
		pd ≤ 1,5 et w _n ≥ 31	
		pd ≤ 1,5 et 26 ≤ w _n < 31	
		pd ≤ 1,5 et 21 ≤ w _n < 26	
		pd ≤ 1,5 et 16 ≤ w _n < 21	
		pd ≤ 1,5 et w _n < 16	R ₁₂ ts
Roches sédimentaires Roches carbonatées	<p>R₂ Calcaires rocheux divers</p> <p>Ex : - calcaires grossiers - travertins - tufs et encroûtements, etc....</p> <p>Cette classe regroupe l'ensemble de la gamme des matériaux calcaires rocheux. Leurs caractéristiques prédominantes, vis-à-vis de leur utilisation dans des remblais ou des couches de forme, sont la friabilité et éventuellement, pour les plus fragmentables d'entre eux, la gélivité. D'une manière générale, ces matériaux ne sont pas des matériaux rocheux évolutifs et ne posent pas de problèmes particuliers dans leur emploi en remblai. En couche de forme, leur friabilité peut conduire, par attrition ou désagrégation, à la formation de fines pouvant conférer à l'ensemble du matériau un comportement sensible à l'eau sous circulation des engins.</p>	MDE ≤ 45	calcaire dur R ₂₁
		MDE > 45 et pd > 1,8	calcaire de densité moyenne R ₂₂
		pd ≤ 1,8	calcaire fragmentable R ₂₃

Tableau A.18 : Classification sols rocheux (suite et fin). (GTR)

Classe R (suite)

MATERIAUX ROCHEUX (suite)
(évolutifs et non évolutifs)

Classement selon la nature			Classement selon le comportement		
Nature pétrographique de la roche		Caractères principaux	Paramètres et valeurs seuils retenus	Sous-classe	
Roches magmatiques et métamorphiques	R_0 Granite, basalte, trachyte, andésite... Gneiss, schistes métamorphiques, schistes ardoyers...	Les matériaux entrant dans cette classe peuvent avoir des caractéristiques mécaniques très différentes ; en particulier, leur fragmentabilité et leur friabilité peuvent varier très largement (de faible à très élevée). Les matériaux de la classe R_0 et la majorité de ceux de la classe R_{02} ne s'altèrent pas au sein des ouvrages, sous l'effet des contraintes mécaniques et de l'eau ; mais en revanche, ceux de la classe R_{01} ont un comportement voisin des classes R_{14} ou R_{15} .	LA \leq 45 et MDE \leq 45	Roches magmatiques et métamorphiques dures	R_{01}
			LA > 45 ou MDE > 45 et FR \leq 7	Roches magmatiques et métamorphiques de dureté moyenne	R_{02}
			FR > 7	Roches magmatiques et métamorphiques fragmentables ou altérées	R_{03}

ANNEXE B

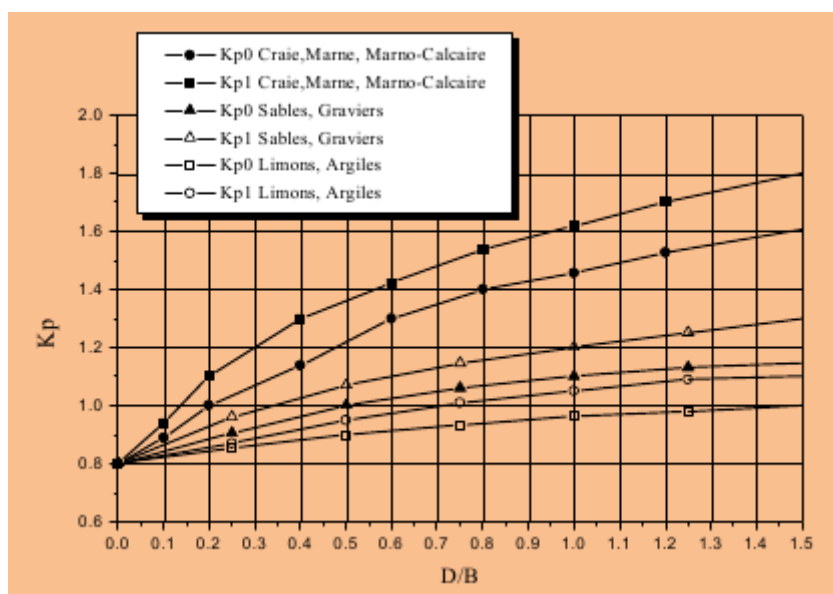


Figure 1 : Facteur de portance pénétrométrique selon DTU.

Tableau B.1 : Valeur de facteur de portance pressiométrique.

Nature de sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage, ...)	Pieu refoulant le sol (battage fonçage, ...)
Argile/ limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sable/Grave	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Graies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marne, marno-calcaires		1.80	2.60
Roches altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

ANNEXE B

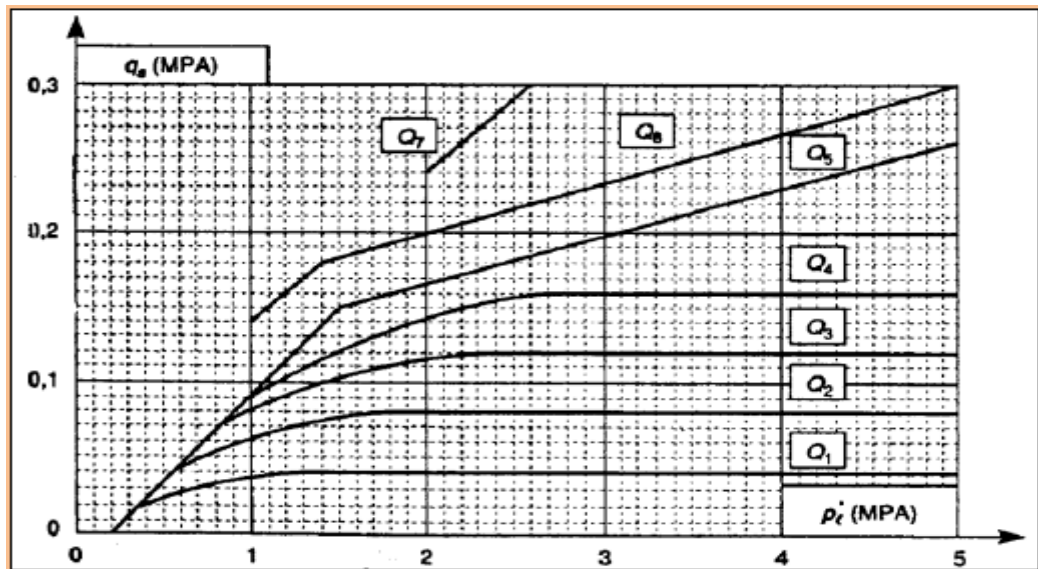


Figure 2 : Contrainte de forttement latéral limite q_s en fonction de Pl .*

Tableau 2: Classification des sols selon propriétés mécaniques.

Classe de sol		Pressiometrique PL(MPa)
Argile, limon	A- argiles et limons mous	<0.7
	B- argiles et limons fermes	1.20 à 2.0
	C- argiles très fermes à dure	>2.5
Sables, graves	A- lâche	<0.5
	B- moyennement compacts	1.0 à 2.0
	C- compacts	>2.5
Craies	A- molles	<0.7
	B- altérés	1.0 à 2.5
	C- compacte	> 3.0
Marnes, Marno-calcaires	A- tendres	1.5 à 4.0
	B- compacte	>4.5
Roches	A- altérés	2.5 à 4.0
	B- fragmentées	>4.5