

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة محمد الصديق بن يحيى جيجل

Université de Mohammed Seddik Ben Yahia-Jijel



Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie
Département des Sciences de la Terre et de
l'Univers

كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم علوم الأرض و الكون

01
01

Mémoire de fin d'études

Présenté en vue de l'obtention du diplôme: Master 2 académique en géologie

Option : génie géologique

Thème

*Enjeux géologiques et géotechniques portant sur la réalisation
d'un pont sur Oued El Kébir, région de Sidi Maarouf,
Wilaya de Jijel.*

Membres du Jury

Président : BOUHENOUNA A.

Examinateur: KEBAB H.

Encadrant : ROUIKHA Y.

Co-encadrant : BAGHDAD A.

Présenté par :

DAAS Rahima

ZEMAMOUCHE Khadidja

Année Universitaire 2014-2015

Numéro d'ordre (bibliothèque) :



Remerciement

Nous remercions tout d'abord Dieu qui nous a donné le courage et la santé durant les années d'études et de nous avoir aidé à surmonter toutes les difficultés lors de notre travail.

Nous tenons à exprimer nos profondes reconnaissances aux personnes qui ont participé à l'élaboration de ce mémoire :

Nos vifs remerciements s'adressent à Mr. ROUIKHA Youcef, Mr. BAGHDAD Abdelmalek et Dr. BENZAID Riad pour leurs efforts, leurs disponibilités, leurs suivis continus, leurs encouragements et leurs efforts pour que ce travail soit en bon port.

Nous remercions également le personnel de (SETS) BELEMRABET Ilyes qui nous a réservé le meilleur accueil malgré ses obligations professionnelles et qui a accepté de répondre à toutes nos questions et nous a prodigué quelques conseils.

Nous remercions également le personnel de laboratoire des travaux publics de l'Est (LTPE) Mr. ABBASSI pour son encouragement.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du Jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail et pour avoir accepté de le juger.

A tous nos collègues de la promotion 2015

Daas Rahima et Zemamouche Khadidja



*Avec tout mon amour éternel et avec l'intensité de mes émotions
je dédie ce Modest travail :*

*A Ma très chère mère : **Khadidja***

*Symbole de bonté, d'affection, de tendresse et de sacrifice. Elle,
qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous
les sacrifices consentis et ses précieux conseils.*

*A Mon cher père : **Aboud***

*Pour son immense sacrifice, pour tout le soutien moral et
matériel qu'il m'a apporté durant mes très longues années d'études,
qu'il peut être fière et trouver ici le résultat de longues années de
sacrifices pour m'aider à avancer dans la vie.*

*A mes sœurs : **Sara, Samah** et son mari **Boudjamaa**, et son fils :*

Noussaïba** et **Roudaina

Kenza** et son mari **Rachid**, et son fils : **Anfal

*Qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de
courage et de générosité.*

*À mon binôme « **Khadidja** » avec qui j'ai partagé tout le stress
durant nos études. Souhaitant que le fruit de nos efforts fournis jour et
nuît, nous mène vers un bonheur.*

*A toute ma nombreuse et merveilleuse famille et surtout : **Soufiane***

*Pour leur soutien et fidélité. J'espère de tout mon cœur qu'ils
seront heureux dans leurs vie mes chères amies : **Rabïaa, ibtïsem,**
Samïa, Soumïa.*

À mes collègues de la spécialité génie géologique.

À mes collègues de la spécialité Ressources minérales et géomatériaux.

À mes collègues de la spécialité eau et environnement.

À tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin

Rahïma



Je dédie ce travail :

À Mes grands parents qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, que Dieu les gardes et les protège.

*A Ma très chère mère : **Badia***

Symbole de bonté, d'affection, de tendresse et de sacrifice. Elle, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils.

*A Mon cher père : **Mohamed***

Pour son immense sacrifice, pour tout le soutien moral et matériel qu'il m'a apporté durant mes très longues années d'études, qu'il peut être fière et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices pour m'aider à avancer dans la vie.

*À ma Sœur : **Zeyneb***

*À mes chers frères : **Ali et Ibrahim***

*À mon binôme «**Rahima**» avec qui j'ai partagé tout le stress durant nos études. Souhaitant que le fruit de nos efforts fournis jour et nuit, nous mène vers un bonheur.*

À toutes mes chers cousins et cousines

*À toutes mes chères amies surtout : **Lamya, Hayet, Ibtissem, Rabiaa, Zahia.***

À mes collègues de la spécialité génie géologique.

À mes collègues de la spécialité ressources minérales et géomatériaux.

À mes collègues de la spécialité eau et environnement.

À tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin

Khadija

ملخص

يتمثل مشروع نهاية الدراسة في إمكانية انجاز مشروع جسر بطول 265م على وادي الكبير بناحية سيدي معروف و ذلك من اجل تطوير الطريق الوطني رقم 27.

لنتمكن من الإحاطة الكاملة بموضوع المشروع بدأنا بالدراسة الجيولوجية و الجيومورفولوجية و المناخية للمنطقة المعنية. الهدف الأساسي من هذا العمل هو الدراسة الجيوتقنية للبنية التحتية للمنشأ مع حسب قوة التربة و الأساسات وكذلك حساب قيم تراص التربة في جميع الوضعيات. مع أخذ بعين الإعتبار جميع المخاطر المحدقة بالمشروع و المتعلقة بمحيطه كل ذلك تم إعتدادا على تطبيقات جيوتقنية خاصة بالهياكل الثابتة. من خلال هذه الدراسة نتمنى أن نشارك في توضيح الرؤية أكثر عند وضع الدراسة الأولية للمشروع من طرف مصالح الأشغال العمومية واختيار ما هو انسب في الدراسة النهائية.

الكلمات المفتاحية: الأساسات العميقة _ البنية التحتية _ تراص التربة _ العوامل.

Résumé

Le projet de fin d'étude que nous présentons est consacré à l'étude de faisabilité des fondations d'un pont projeté sur Oued El Kébir parallèlement à la RN N°27 au lieu dit Sidi Maarouf et à pour but le dédoublement d'un vieux pont encore en service. Pour avoir une vue globale du projet nous avons commencé par une synthèse du contexte géologique et géomorphologique du site suivie d'une étude hydroclimatologique. L'objectif principal de ce travail étant l'étude géotechnique de l'infrastructure de cet ouvrage d'art en vue d'assurer sa stabilité ainsi que les enjeux associés à son environnement. Les calculs relatifs à la capacité portante des fondations profondes, l'effet du groupe de pieux et le tassement du sol à travers différentes variantes ont été élaborés à l'aide des formules statiques. Les propositions formulées dans ce mémoire viennent contribuer à éclaircir les choix dans l'avant projet détaillé pour les services des travaux publics de la wilaya de Jijel.

Mots clés: Fondations profondes, capacité portante, tassement, enjeux.

Abstract

The final project study we present is dedicated to the feasibility study of the foundations of a bridge Oued El Kébir projected onto parallel to the RN No. 27 at a place called Sidi Maarouf and aims the resolution of a old bridge still in use. To get an overall view of the project we started with a summary of geological and geomorphological context of the site followed by a Hydroclimatological study. The main objective of this work is the geotechnical study of the infrastructure of this work of art to ensure its stability and the issues associated with its environment. The calculations of the bearing capacity of deep foundations, the effect of pile group and soil compaction through different variants were developed using static formulas. The proposals in this paper come help clarify the choices in the detailed design services for public works Jijel.

Key words: Deep foundations, bearing capacity, settlement, issues.

Sommaire

RESUME

INTRODUCTION GENERALE.....	01
-----------------------------------	-----------

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1. Situation géographique du secteur étudiée.....	02
I.2. Morphologie de la région.....	03
I.3. Climat.....	04
I.4. Réseau hydrographique	04
I.5. Végétation.....	05
I.6. Intérêt socio -économique.....	05
I.7. Sismicité de la région.....	06

CHAPITRE II : CONTEXTE GEOLOGIQUE

II.1. Introduction	07
II.2. Cadre géologique régional	07
II.2.1. Le socle kabyle	07
II.2.2. Les unités infra-kabyles	09
II.2.3. Les unités supra-kabyles.....	10
II.3. Géologie du site	11
II.4. Aperçu tectonique	13
II.4.1. Les principales structures tectoniques de la région	14
II.3.1. Structure tectonique du site	14
II.5. conclusion.....	15

CHAPITRE III : HYDROCLIMATOLOGIE

III.1. Introduction.....	16
III.2. Situation géographique du bassin versant.....	16
III.3. Morphologie et relief	17
III.4. Réseau hydrographique	17
III.5. Analyse des caractéristiques hydro-climatiques.....	17
III.5.1. Les précipitations.....	17
III.5.2. Les températures	18
III.5.3. Diagramme ombro-thermique	19
III.6. Bilan hydrique	19

III.6.1. l'évapotranspiration potentielle et réelle	20
III.6.2. Estimation du ruissellement et de l'infiltration	22
III.7. Conclusion	23

CHAPITRE IV : RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

IV.1. Introduction.....	24
IV.2. Description de l'ouvrage.....	24
IV.3. Campagne de reconnaissance géotechnique.....	24
IV.3.1. Les sondages carottés	24
IV.3.2. Essai de pénétration normalisé (S.P.T).....	26
IV.3.3. Interprétation des résultats des essais S.P.T.....	26
IV.4. Les essais en laboratoire.....	28
IV.4.1. Paramètres physiques des sols étudiés.....	28
IV.4.2. Paramètres Mécaniques	30
IV.5. Conclusion	31

CHAPITRE V : ETUDE DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES

V.1. Introduction.....	32
V.2. Descente de charge.....	32
V.2.1. Combinaison des charges.....	32
V.3. Méthodes de dimensionnement des fondations profondes.....	33
V.3.1. Détermination de la capacité portante des pieux dans les sols pulvérulents.....	33
V.3.2. Détermination de la capacité portante par la méthode de Meyerhof (1976).....	37
V.4. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe.....	43
V.4. 1.Modification de la capacité portante sous sollicitations axiales.....	43
V.5. Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux.....	43
V.5.1. D'après les résultats de la méthode de « Meyerhof (1976) ».....	43
V.5.2. D'après les résultats de la méthode de « Decourt et Quaresma (1982) ».....	45
V.6. Calcul du tassement d'après la méthode de Meyerhof (1976).....	50
V.7. Analyse comparative entre les différents résultats obtenus.....	50
V.7.1. Bilan des résultats obtenus pour chaque méthode.....	50

V.8. Analyses et interprétations des résultats obtenus.....	51
V.8.1. Capacités portantes admissibles obtenues par chaque méthode.....	51
V.8.2. Le nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode.....	52
V.8.3. Les tassements obtenus par la méthode de Meyerhof.....	53
V.9. Conclusion.....	53

CHAPITRE VI : MODELISATION DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

VI.1. Introduction.....	55
VI.2. Logiciel SIGMA/W.....	55
VI.2.1. Introduction.....	55
VI.2.2. Modélisation numérique par éléments finis	55
VI.3. Application au projet de pont sur oued El-Kébir PK 17+ 440.....	56
VI.4. Conclusion.....	61

CHAPITRE VII : LES ENJEUX GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

VII. 1. Introduction et problématique.....	62
VII.2. Les enjeux géologiques et géotechniques.....	62
VII.2.1. Les enjeux géologiques.....	62
VII.2.2. Les enjeux géotechniques.....	66
VII.3. Solution d'érosion des berges et d'affouillement.....	69
VII.4. Conclusion.....	69
CONCLUSION GENERAL.....	70

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

PROBLEMATIQUE

Introduction générale

L'implantation d'un projet de développement autoroutier vise avant tout l'amélioration des conditions de vie des citoyens liées aux déplacements des personnes, au transport des marchandises et à l'élimination des contraintes naturelles.

Dans cette optique, et pour atteindre ces objectifs, il est nécessaire d'établir des études préalables portant sur tous les aspects techniques du projet et son impact sur la société.

En général, dans notre cas de figure concernant la réalisation d'un pont sur Oued El-Kébir- région de Sidi Maarouf, l'étude du projet initiée par la DTP de la wilaya de Jijel a pris en charge uniquement son aspect technique négligeant tous les aléas naturels et risques liés à la géologie, la géomorphologie et l'hydrologie influencée par le barrage de Béni-Haroun situé en amont de l'ouvrage.

En effet, il est prouvé que les fluctuations du régime hydrologique d'un cours d'eau et la fréquence des périodes de crues et d'étiage modifient énormément le comportement de l'ouvrage vis-à-vis de son environnement (assèchement des berges, et éboulement érosion par affouillement ; changement de direction des écoulements...etc.).

Tous ces comportements dont on néglige la portée constituent des risques potentiels pour la stabilité de l'ouvrage, sa fonctionnalité et sa pérennité.

L'enjeu exprime la conséquence des changements du milieu naturel (mouvement de terrain, érosion) sur le comportement de l'ouvrage en surface.

Afin d'accomplir ce travail, nous avons divisé notre plan de travail en sept parties comme suit :

- une première partie présentant des généralités sur le site d'étude et l'ouvrage à projeté.
- Le deuxième chapitre est consacré au contexte géologique régional.
- Le troisième chapitre traite de la géomorphologie et l'hydro-climatologie de la région.
- Un quatrième chapitre qui traite de l'étude des caractéristiques géotechniques des terrains de fondation devant recevoir l'ouvrage en se basant essentiellement sur les essais in situ et de laboratoire.
- Le cinquième chapitre est consacré à l'étude de dimensionnement et de calcul de la capacité portante des fondations profondes proposées.
- Le sixième chapitre traite un essai de modélisation des variantes proposées. Il a été entrepris, afin d'estimer les déformations engendrées par les différentes charges transmises aux fondations.
- Le dernier chapitre a été réservé à l'étude des enjeux géologique et géotechnique.

CHAPITRE I

GENERALITE



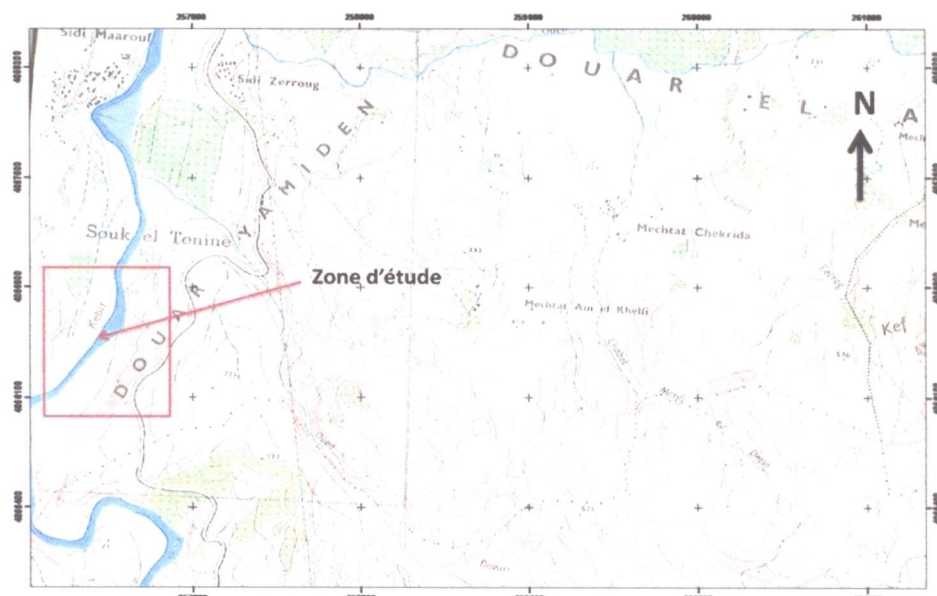
I.1. Situation géographique du secteur étudié

La région de Sidi Maarouf est située dans le Nord Est Algérien plus précisément en petite Kabylie, à 85Km au Nord Ouest de Constantine, 15Km au Sud d'EL-Milia et à 75Km à l'Est de Jijel. Voir la Figure I.1.

Elle est traversée par la route nationale reliant Constantine-El-Milia (RN.27) orientée sensiblement Nord Sud parallèlement d'Oued El-Kébir sur lequel sera implanté le projet.

La région est limitée :

- A l'Est par la commune de Ghabela ;
- A l'Ouest par la commune d'Ouled Rabah ;
- Au Nord par la commune d'Oulad Yahia ;
- Au Sud par la wilaya de Mila ;



carte topographique de la zone d'étude à partir de la carte de Sidi Dris 1/ 50000.



Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude dans la wilaya de Jijel.

Le site étudié est limité par :

- Les méridiens ($6^{\circ} 18'$ et $6^{\circ} 17' 30''$) ;
- Les parallèles ($37^{\circ} 1'$ et $36^{\circ} 99'$) ;

1.2. Morphologie de la région

La région étudiée est caractérisée par des reliefs importants. Les contrastes topographiques sont représentés par des massifs culminants à des altitudes très importantes tel que : Kef Sidi Maarouf, massif de Kef Boulahmam, Kef Sassenène, Kef Derdja et des talwegs entaillés profondément dans la vallée de Oued El-Kébir.

A partir de la carte topographique de la région d'étude, nous avons établis une carte de pente. Cette dernière est divisée en quatre classes de déclivités différentes, à savoir (Figure I.2) :

- pente faible (0 – 10 %)

Elle occupe une faible surface vu l'étendue du pont. Cette zone se localise exactement à l'extrémité Nord du pont, elle est caractérisée par une pente faible soit 0 à 10%.

- pente moyenne (10- 20%)

Cette zone représente une déclivité moyenne, soit entre 20 et 30%. Elle paraît prédominante concentrée beaucoup plus au centre et aux deux extrémités Sud Est et Sud Ouest.

- pente moyenne à forte (20 - 30%)

Cette zone est en deuxième classe de point de vue surface après la zone de pente moyenne. Elle présente une pente moyenne à forte, occupant des parties très limitées et éparpillées, elle est localisée au côté Sud Est et Sud Ouest.

- pente forte (30-100%)

Elle est caractérisée par une déclivité forte 30-100%, on a constaté beaucoup plus à l'extrême Est et Sud.

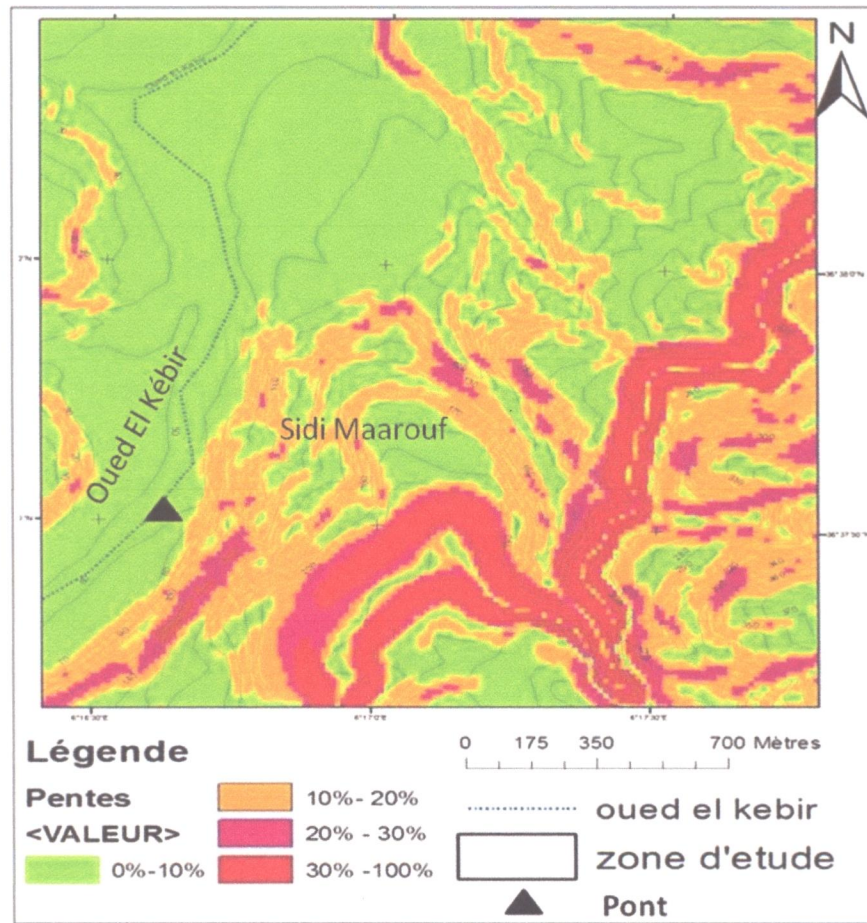


Figure I.2: la carte de pente de la zone d'étude à partir de la carte de Sidi Dris.

I.3. Climat

Comme toutes les régions du Nord Algérien, la région de Sidi Maarouf -El Milia est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie quoique les zones méridionales du secteur présentent des affinités climatiques caractérisées par une pluviométrie moindre, et une chaleur plus prononcée en été.

Les températures varient entre 20 C° et 35 C° en été et 5 C° à 15 C° en hiver. La saison des pluies dure 06 mois environ.

Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la station plus proche du secteur étudié varient de 900 à 1000 mm /an.

Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent (N-S à NW-SE).

I.4. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la région de Sidi Maarouf s'articule principalement autour d'Oued El-Kébir qui traverse la région du sud vers le Nord. Voir la Figure I.3.



Figure I.3 : Réseau hydrographique de la région étudiée (2015).

I.5. La végétation

La végétation couvre une partie de la superficie du territoire de la région. Ce ci est du aux conditions climatiques, à la nature des terrains et au taux des précipitations caractérisant la région. Ces conditions ont favorisé le développement de forêts denses éparées représentées essentiellement par des chênes-lièges, des broussailles, des oliviers et d'autres arbres fruitiers. Voir la Figure I.4.



Figure I.4 : Végétation de Sidi Maarouf (2015).

I.6. Intérêt socio-économique

La ville de Sidi Maarouf compte parmi les communes de la wilaya de Jijel qui est appelée dans les différents programmes de développement à recevoir différentes infrastructures relevant du domaine de l'équipement, de l'éducation et de la santé. Le déficit de la région en constructibles susceptibles d'accueillir des infrastructures de base au manque flagrant de données géologique et géotechnique relatives à la zone d'étude.

La région de Sidi Maarouf compte parmi sa région les peu dépourvus en matière d'équipements socio-économique.

I.7. Sismicité de la région

Le Nord d'Algérie est connu pour son intense activité sismique. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques de convergence de la plaque Africaine au Sud et de la plaque Eurasienne au Nord. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui induisent des dégâts considérables dans la zone épacentrale.

En Algérie quatre zones sont définies par leur sismicité croissante :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II : sismicité moyenne (IIa, IIb),
- Zone III: sismicité forte ;

La région de Jijel, ainsi que les zones environnantes sont classées comme zones à sismicité moyenne (zone IIb). Voir la Figure I.5.

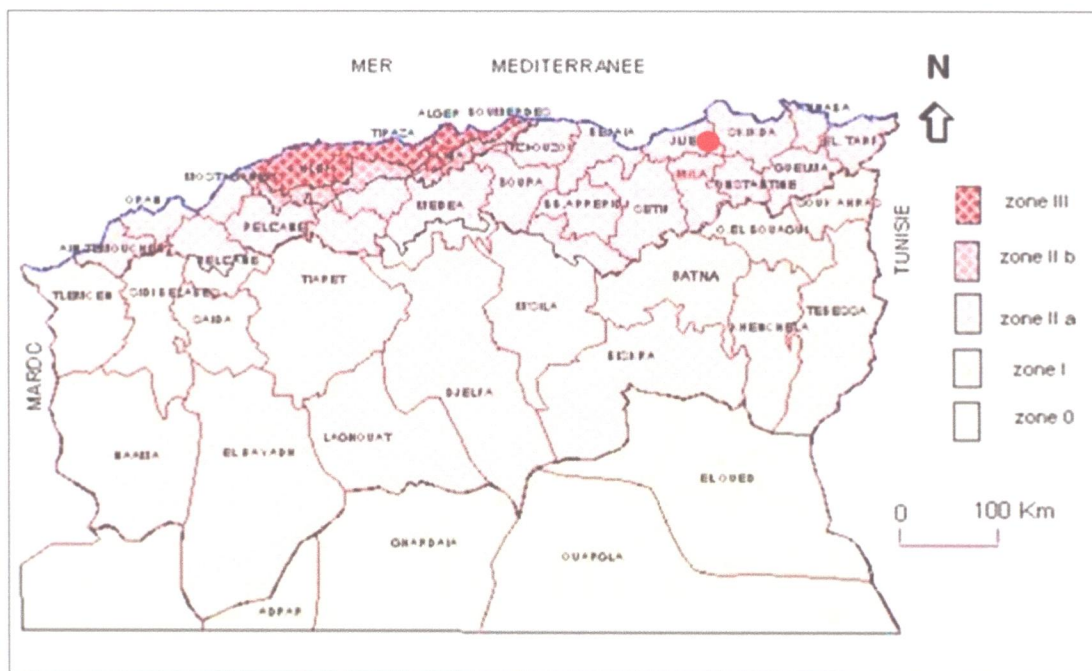


Figure I.5 : Carte sismique d'Algérie selon le RPA (Version 2003).

Notre zone d'étude proche de Jijel est classée en zone IIb (sismicité moyenne) selon la carte sismique d'Algérie.

CHAPITRE II

CONTEXTE GEOLOGIQUE



II.1. Introduction

La région d'étude fait partie de la Petite Kabylie d'El Milia et est située sur l'axe N-S allant de Bellara à Béni Haroun. Sur le plan géologique, la région est située sur plusieurs contacts tectoniques juxtaposant alors des terrains divers ayant été charriés du Nord vers le Sud durant le tertiaire depuis des domaines paléogéographiques éloignés du domaine océanique alpin.

Ces contacts anormaux ont permis la superposition des différentes unités tectoniques menant ainsi à l'édification des reliefs de la chaîne tellienne en générale et du tellseptentrional en particulier.

II.2. Cadre géologique régional

Parmi les unités qui affleurent dans la région on distingue du Nord vers le Sud :

Les unités métamorphiques du socle kabyle et les nappes supérieures qu'il supporte (Olistostrome, Oligo-Miocène Kabyle) :

- Le complexe volcano-sédimentaire (C.V.S) ;
- Le flysch Massylien, l'unité Maurétanien ;
- Les écaillés telliennes du Moul Ed Demamène ;
- Les unités ultra telliennes ;
- Le tellien externe indifférencié (sénonien à éocène) ;

II.2.1. Le Socle kabyle

Il est représenté par des terrains à faciès métamorphiques mesozonal-catazonal et est constitué de deux ensembles distincts :

- ❖ A la base une série inférieure appelée complexe gneissique comportant :
 - Des gneiss variés (granulitique, oeillets, leptynites-skinzigites) ;
 - Des amphibolites (skarns) et proxénètes ;
 - Des marbres saccharoïdes à grenat ;
 - Des passés migmatitiques et des intrusions aplo-pegmatitiques et mylonitiques ;
- ❖ Au sommet un ensemble supérieur epimetamorphisé (epizonal) appelé série ou complexe phylladique d'âge paléozoïque comprenant de base en haut :
 - Des micaschistes bruns et bleus à grenats (millimétriques) ;
 - Des schistes satinés verts et bleus (sericitoschistes et chloritoschistes) ;
 - Des schistes ardoisiers ;
 - Des quartzites ;
 - Des argiles noires à graptolites ;
 - Des calcaires à orthocères du siluro-dévonien ;

Ces deux derniers faciès sont discordants sur la série supérieure et n'ont pas été affectés par le métamorphisme (Delga D., 1955 ; Bouillin J.P., 1979). Voir colonne lithologique Figure II.1 et II.2.

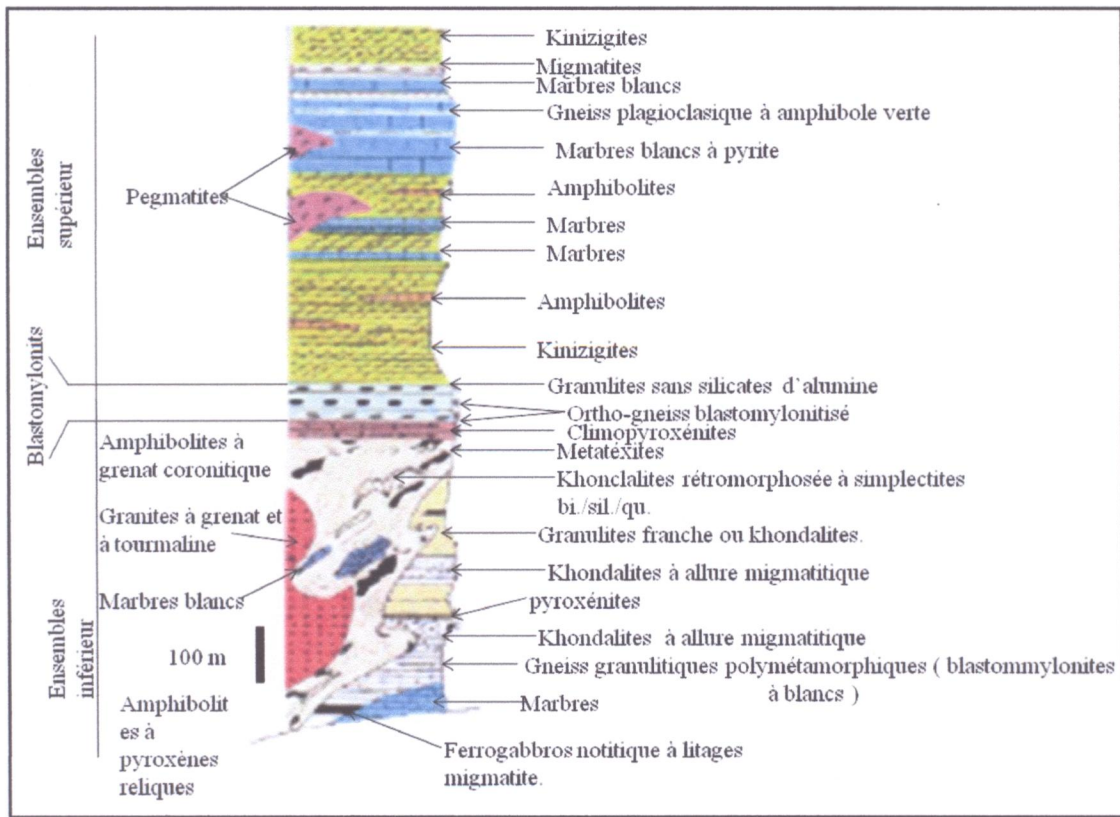


Figure II.1: Colonne synthétique du complexe gneissique (Djellit H., 2014).

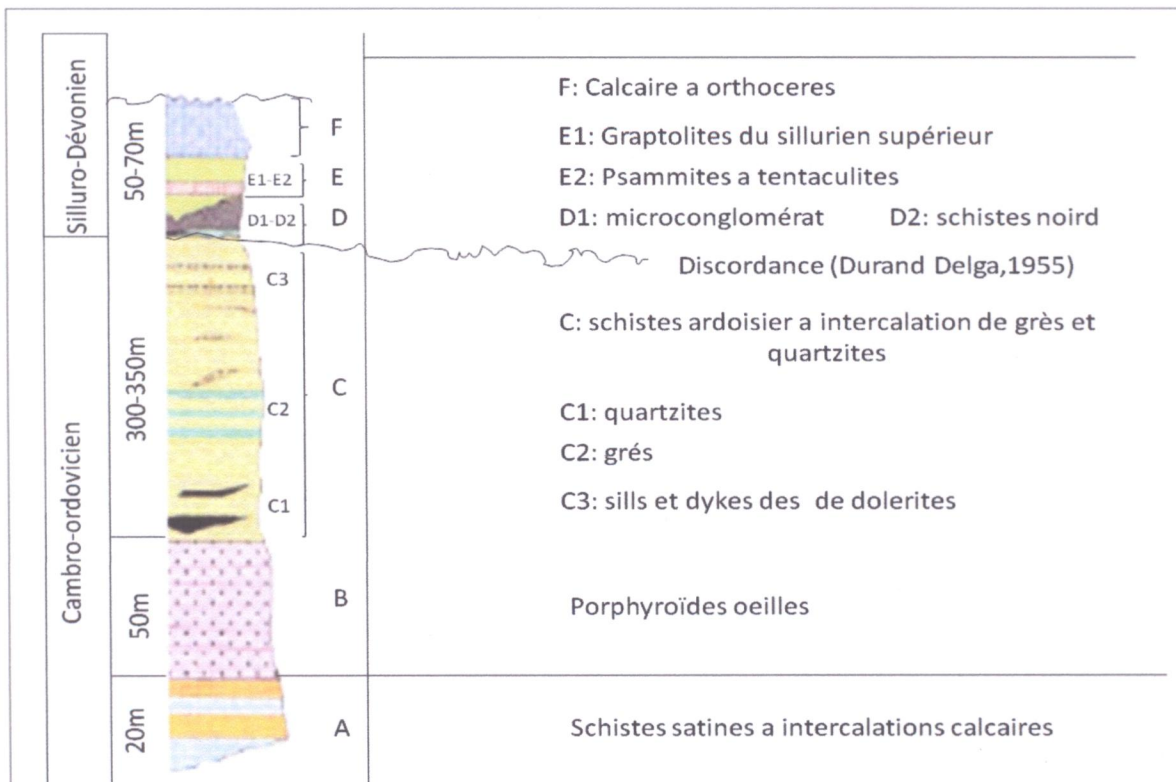


Figure II.2 : Colonne lithologique du complexe phylladique (Djellit H., 2014).

Remarque : Ces deux derniers faciès existent plus à l'ouest de notre zone d'étude.

II.2.2. Les unités infra-kabyles

Elles sont représentées par le complexe volcano-sédimentaire, les unités du domaine des flyschs, les unités telliennes.

A. Le Complexe Volcano Sédimentaire

Il est constitué dans la région par un empilement des roches volcaniques à base de pillow-lavas auxquelles sont associées des radiolarites à textures très fine en alternances avec des calcschistes et silts verdâtres (*Djellit H., 2014*).

Au sommet on rencontre une série à tendance quartzitique à passées basaltiques broyées et des calcaires durs à cassure sombre d'épaisseur totale environ 300m.

B. Les unités du Flysch Massylien ou Flysch schisto-gréseux (albo aptien à sénonien)

Cette unité est directement chevauchée par le complexe volcano-sédimentaire et est fortement laminé selon les endroits vu sa nature lithologique fortement plastique.

Elle est constituée essentiellement d'un flysch rythmique quartzo-pélique centimétrique à décimétrique épimétamorphisé et légèrement schistosé (*Raoult J.F., 1974*).

C. Les unités Telliennes (du domaine externe)

Elles représentent les terrains déposés sur la marge Nord de la plaque Africaine et allant du trias au paléocène.

- Les formations du Trias

Soulignant les grands accidents tectoniques qui séparent les différentes unités fondamentales de la chaîne tellienne. Il est représenté par des argiles lie-de-vin plastiques variées à débris de gypse et quartz bipyramidal, à aspect brechifié.

Le faciès plastique a joué un grand rôle durant la tectogénèse en facilitant le glissement des différentes unités et leur déplacement du Nord vers le Sud en formant une semelle de décollement.

- Le Jurassique

Formant les écaillés du Moul Ed Demamène, il est constitué d'une série allant du Lias basal au Kimméridgien. Il est représenté par des dolomies calcaires et calcaires massifs liasiques et jurassique supérieur.

- Le Crétacé inférieur (Néocomien à Barrémien)

Représenté par des marnes jaunâtres débitant en plaquettes, parfois grisâtres et légèrement schistosé. Des marno-calcaires à patine claire renfermant des débris de matière végétale et quelques bancs durs de calcaires légèrement siliceux.

- Le Crétacé supérieur

Il est représenté par des dépôts du Sénonien à caractère flyschoides et marneux noirâtres admettant des bancs de calcaire gris légèrement siliceux.

- Le Paléocène

Situé en zone aval du barrage de Béni Haroun, l'éocène basal et représenté par des marnes noires à boules jaunes du Lutétien. L'yprésien est constitué des calcaires massifs à rognons de silex noirs décimétrique en alternances avec des marnes noires à débit en plaquettes.

II.2.3. Les unités Supra-Kabyles

Ces unités se rencontrent au Nord comme au Sud de la région.

- Au Nord : elles sont représentées par les formations de l'OligoMiocène Kabyle olistostromiques et les dépôts post-nappes du Néogène.
- Au Sud : les dépôts mio-plio-quadernaires comblent le bassin Néogène de Mila.

Au Nord, dans la région de Bellara, à Béni Ftah le socle kabyle suite aux effondrés successifs subits lors de l'étalement gravitaire de la chaîne et ayant provoqué une distension oligocène se sont installés plusieurs bassins intra montagneux de l'oligocène supérieur. Ces événements géodynamiques étaient les précurseurs de la première transgression marine sur le socle kabyle avec un enregistrement sédimentaire transgressif et discordant de l'oligo-miocène kabyle constituée de bas en haut :

➤ L'Oligo-Miocène Kabyle (O.M.K)

- Des conglomérats polygéniques et grossiers.
- Des grès micacés conglomératiques remaniant des éléments du socle kabyle, (Delga D., 1955 ; Bouillin J.P., 1979 ; Djellit H., 1987).

L'olistostrome constitué d'unités tectono-sédimentaires de taille, de nature et d'âge variés dont leur dimensions peuvent atteindre plusieurs Kilométrique.

Ces olistolites sont représentés par de panneaux ou blocs de flyschs présents dans la région (Massylien, Maurétanien, Numidien). La puissance de l'olistostrome dépasse les 500m par endroits, (Djellit H., 2014).

➤ Les dépôts post nappes

Les dépôts post nappes sont représentés par un terme du tortono-messénien (miocène supérieur) marneux à miches calcaires surmonté par un terme franchement sableux (grès mal classés, friables) à passées marneuses jaunâtres.

Le tout est surmonté par des conglomérats continentaux et des acconglomérats hétérogènes du pliocène très peut représenter dans notre région. Voir colonne lithologique Figure II.3.

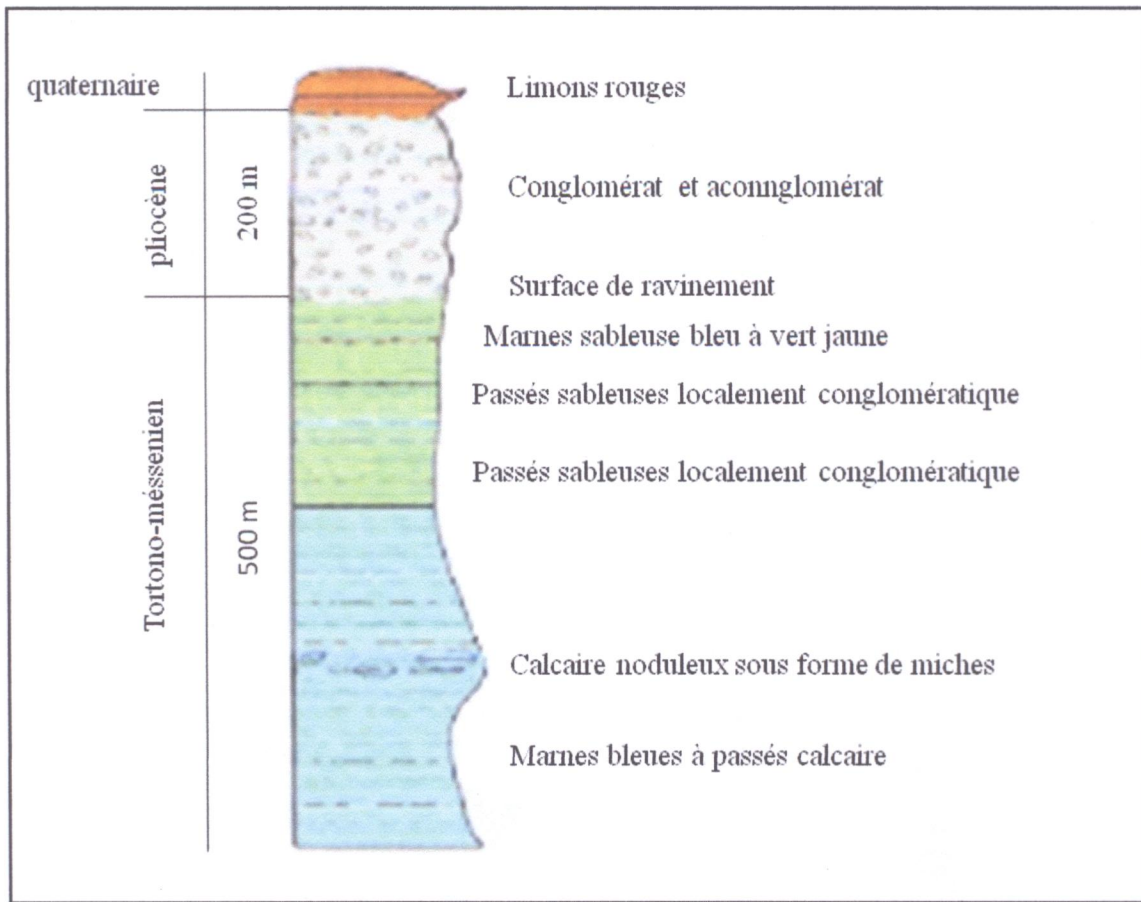


Figure II.3 : Colonne synthétique des dépôts Miocène post nappe (Djellit H., 2014).

➤ Le Néogène de Béni Haroun

Il comble le bassin de Mila-Constantine situé en amont de notre secteur d'étude. On rencontre de bas en haut les termes suivants :

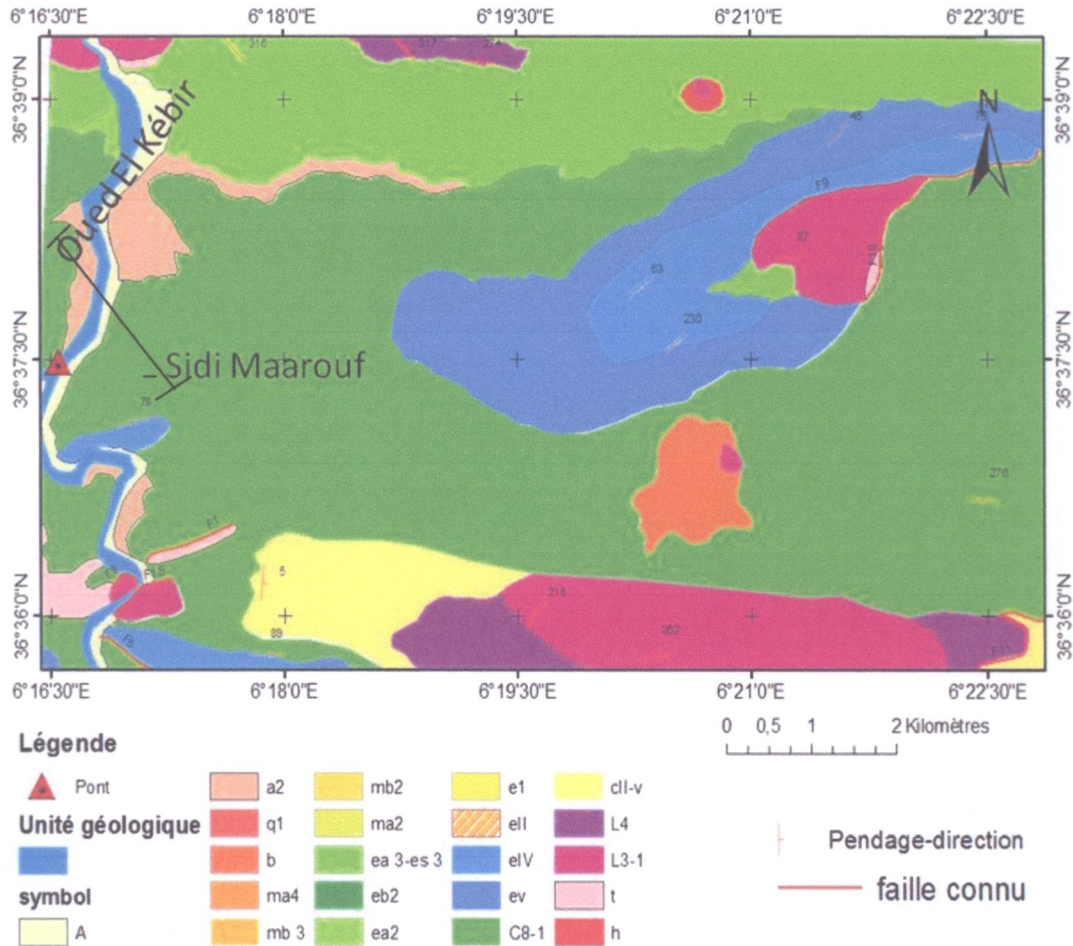
- Des marnes noires à grises admettant des passées de gypse blanc du Miocène supérieur.
- Des conglomérats polygéniques et brèches fortement cimentées à patine rougeâtre du Pliocène.

Le tout est surmonté par les calcaires lacustres, des travertins, des graviers et des limons rouges Quaternaires.

II.4. Géologie du site

Situé à la sortie au Sud du village de Sidi Maarouf, l'ouvrage en question sera implanté dans une région géologiquement hétérogène tant sur le plan lithologique que structural.

En effet, l'écaillage multiple des unités sédimentaires et la présence des affleurements des roches triasiques le long des accidents tectoniques rend l'interprétation géologique en général des plus délicates. Voir carte géologique Figure II.4.



A Alluvions actuelles, a2 Alluvion récentes, q1 Alluvion anciennes des vallées, ma4 Travertins calcaire grés , mb3 Argiles et grés de smendou, mb2 Grés poudingues de l'Oued Mila, ma2 Argiles à gypse de l'Oued Mila, ea3-es3 Argiles et grés schistes , eb2 Grés quartziteux, ea2 Argiles et grés (Madjanien) , e1 Grés et marnes à nummulitesperforatus,eII Argile, grés et calc, à petites Nummulites, eIV Calcaire à silex, ev Argile noir, C8-1 Marne et calcaire (Sénonien), cII-v Calcaire du khneg, I4Calc. Marno-calc du kef.Sema, L3-1Calcaire liasiques, eII Calcaire à silex, t Argiles irisées, gypse et cargneules, h Schistes noirs et grés micacé

FigureII.4: Extrait de la Carte géologique de Sidi Driss (Ficheur M., 1910).

- Description des terrains affleurant sur le site du pont :

Du Nord au Sud on distingue :

- ✓ Des dolomies calcaires et calcaires lités admettant des bancs marneux.
- ✓ Des calcaires en dalles gris bleus épais verticalisésdatés du Jurassique inférieur.
- ✓ Des argiles jaunâtres à structures brechifiés renfermant des galets de gypse, de calcaire, des quartzs bipyramidaux et autres éléments anguleux témoignant du caractère bréchique. Ces argiles à cachet triasique jalonnent les contacts anormaux séparant les différentes unités tectoniques.

- ✓ Des marnes et marno- calcaires fortement déformés et froissés verticalisés par endroits admettant des passées des marnes noires schistosées, à débit parfois en plaquettes.
- ✓ Des marnes noires à grises débitant en plaquettes contenant des passées décimétriques de calcaires légèrement siliceux.
- ✓ Un flysch marno-calcaire rythmique à bancs décimétrique roux rappelant l'albo-aptien. Voir Figure II.5.

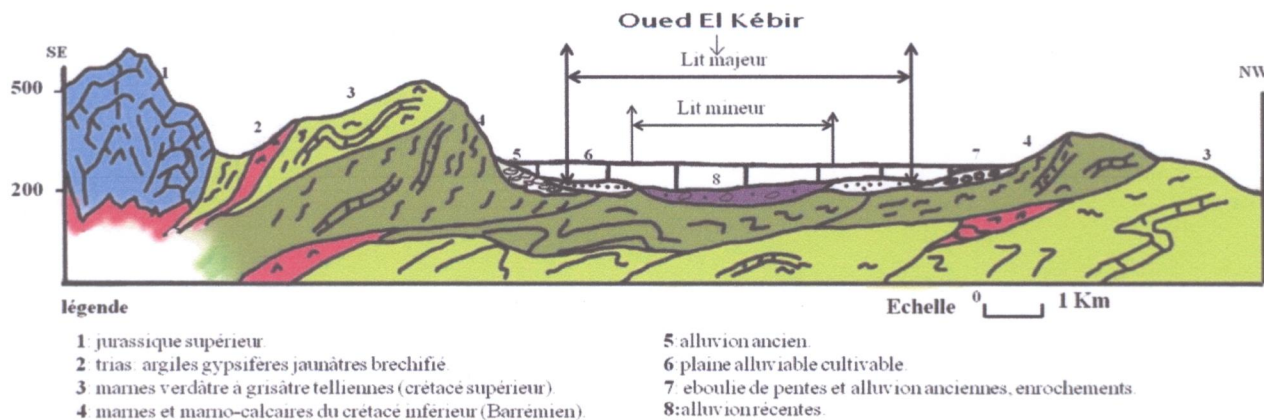


Figure II.5 : Coupe géologique au niveau du site de l'ouvrage.

II.5. Aperçu tectonique

L'édification de la chaîne des Maghrébides s'est effectuée en plusieurs phases tectoniques d'âge Tertiaire. Elle est le résultat de la convergence Nord-Sud entre les plaques eurasienne et africaine.

Le bloc kabyle initialement solidaire de l'AlKaPeCa (microplaque) qui elle-même s'est détachée de la marge Nord eurasienne (*Durand D., Fontboté J.M., 1980 ; Bouillin J.P.,1986 ; Vergés J., Fernandez M., 2012*) durant le mésozoïque.

Ce socle, ainsi que ses équivalents latéraux (bétique, alboran, rifains et siculo-calabrais) a été tectoniquement transporté du Nord vers le Sud sur plusieurs centaines de kilomètres durant les temps tertiaires, et ce depuis les zones internes du bassin alpin jusqu'aux zones externes situées sur la marge africaine (*Andrieux J.1971*).

Le déplacement de ce socle métamorphique a déformé tout le matériel sédimentaire se trouvant sur son passage en écrasant le domaine des flyschs, déformant le domaine ou sillon tellien externe puis provoquant par poussée arrière leur déplacement vers le sud sur plusieurs dizaines de kilomètres (*Andrieux J. et Djellit H.,1989*).

C'est suite à ce rapprochement suivi des chevauchements et enfin la collision continentale Europe-Afrique, que s'est édifiée la chaîne tellienne d'Afrique du Nord (Maghrébides) avec toutes les conséquences tectoniques relatives à l'architecture, les styles, la déformation, le métamorphisme ainsi que le magmatisme tardif.

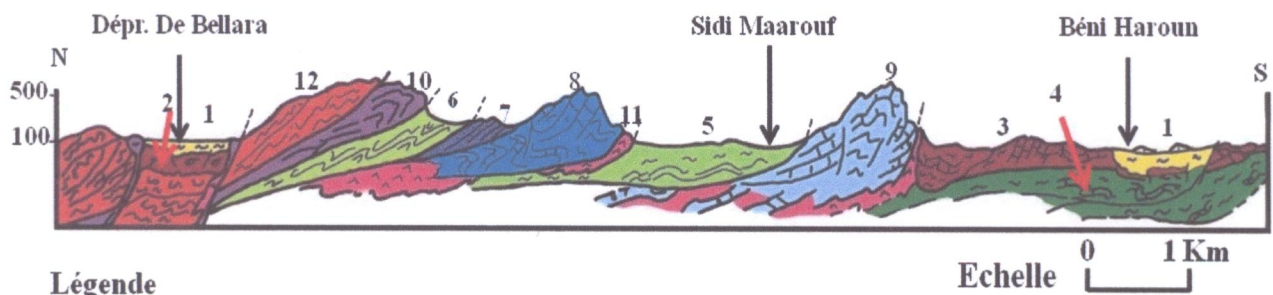
Plusieurs contacts anormaux entre unités de l'époque sont susceptibles d'être réactivés à tout moment se transformant en failles actives sismogènes.

II.5.1. Les principales structures tectoniques de la région

Notre région d'étude peut être représentée sur le plan tectonique comme suit :

- Au Nord : le compartiment structural supérieur comportant le socle kabyle et les terrains qu'ils supportent (Oligo-Miocène Kabyle, olistostrome, post nappe).
- Au Sud : le compartiment structural inférieur comportant le complexe volcano sédimentaire, l'unité flysch, les unités telliennes.

L'architecture de l'ensemble de la chaîne est caractérisée par un empilement d'écailles ou unités tectonique plus au moins importantes séparées par des contacts en rampes et plats soulignés. Par des liserés du Trias gypsifère servant de semelle lors des charriages des ces nappes (nappes de socle, de flysch et nappe telliennes). Voir coupe géologique Figure II.6



Légende

- | | |
|--|---|
| 1: dépôt Miocène supérieur. | 8: complexe calcaire et dolomie de jurassique supérieur. |
| 2: Oligo Miocène Kabyle (OMK). | 9: dolomie liasiques. |
| 3: marnes et calcaires de Paléocène. | 10: complexe volcano sédimentaire. |
| 4: marnes et marno-calcaires sénoniens. | 11: trias évaporitique. |
| 5: marno-calcaires du Barrémo-aptien. | 12: socle kabyle antétriasique: complexe cristallophyllien (gneiss, schiste, marbre). |
| 6: Flysch massylien. | — — contact |
| 7: radiolarites du Tithonique néocomien. | |

Figure II.6 : Coupe géologique interprétative montrant l'édifice structural des unités alpines de la chaîne de petite Kabylie d'El-Milia-Algérie Nord-Orientale. (en collaboration avec M^r Y. Rouikha).

Toute la gamme des déformations peut exister du ductile au cassant en passant par les états intermédiaires.

L'événement magmatique miocène s'est manifesté lors d'une phase de distension (N-S) par failles normales d'orientation E-W (N80 à N110) (Rouikha Y., 2008).

II.5.2. Structure tectonique du site

La région de Sidi Maarouf est d'une complexité tectonique assez remarquable. Elle se trouve au Sud du massif de Moul Ed Demamène réputé pour sa structure controversée par plusieurs auteurs. (Delga D., 1955 ; Bouillin J.P., 1979 ; Raoult J.F., 1974 ; Djellit H., 1987).

A cette complexité tectonique, vient s'ajouter la présence de vallées profondes creusées au sein des terrains tendres marneuses et marno-calcaires, empruntant ainsi le tracé des réseaux de failles présentes laissant les calcaires liasiques verticalisés soulignant la direction des contacts anormaux. Voir schéma structural Figure II.7.

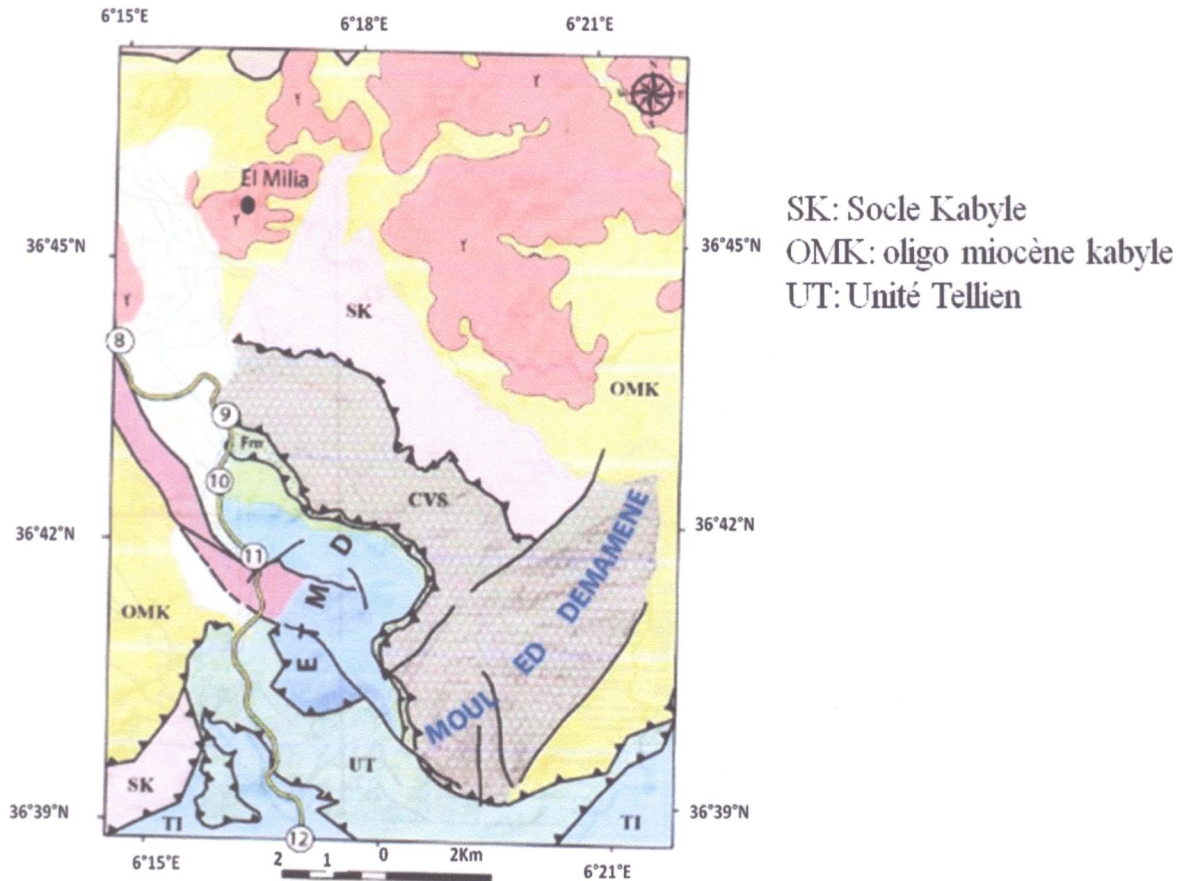
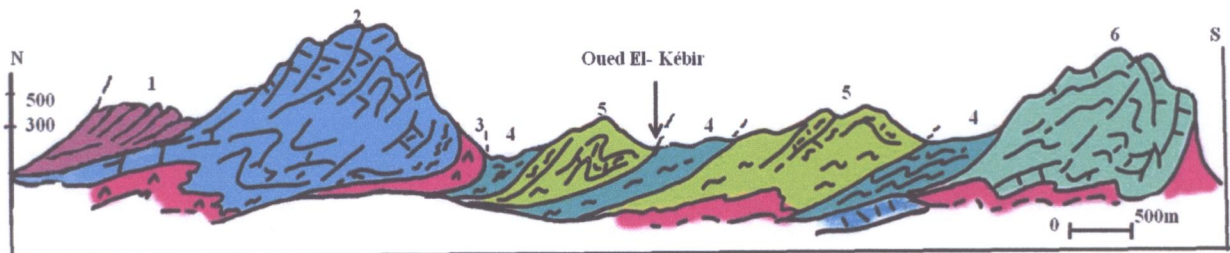


Figure II.7 : Esquisse géologique de Moul Ed Demamène (Bouillin J.P., 1987).

L'érosion a épargné les terrains du crétacé coincé dans les structure négatives du système plissé et charrié. La présence du trias à faciès plastique complique davantage la situation étant donné son implication imprévisible dans de nombreux contacts et pouvant avoir un impact négatif sur la stabilité et donc la pérennité de notre ouvrage d'art. Voir la Figure II.8.



La légende:

- 1: radiolarites.
 - 2: dolomies calcaires jurassique supérieur.
 - 3: trias.
 - 4: mame et flysch de crétacé supérieur.
 - 5: marno- calcaire crétacé inférieur.
 - 6: dolomie liasique.
- — : contact

Figure II.8 : Coupe géologique au niveau du site.

II.6. Conclusion

Notre site est occupé principalement par les formations de crétacé supérieur et inférieur constitué par des marnes et marno-calcaire.

CHAPITRE III

HYDROCLIMATOLOGIE



III .1. Introduction

L'étude hydro-climatique est primordiale dans toute étude géologique, hydrogéologique et même géotechnique puisqu'elle permet l'estimation quantitative des ressources en eau disponibles et donne des informations sur le régime hydrologique.

L'hydro-climatologie définit les caractéristiques des eaux de surface. La pluviométrie demeure à cet effet l'élément le plus important dans la détermination des interactions sol-eau responsable de la majorité des mouvements de terrains.

III .2. Situation géographique du bassin versant

La région d'étude fait partie intégrante du grand bassin versant d'Oued El Kébir – Rhumel, situé en aval du bassin hydraulique de Béni-Haronn (voir Figure III.1). Néanmoins, plusieurs cours d'eau sillonnent les sous-bassins à l'instar d'Oued Itéra et Oued Daouri.

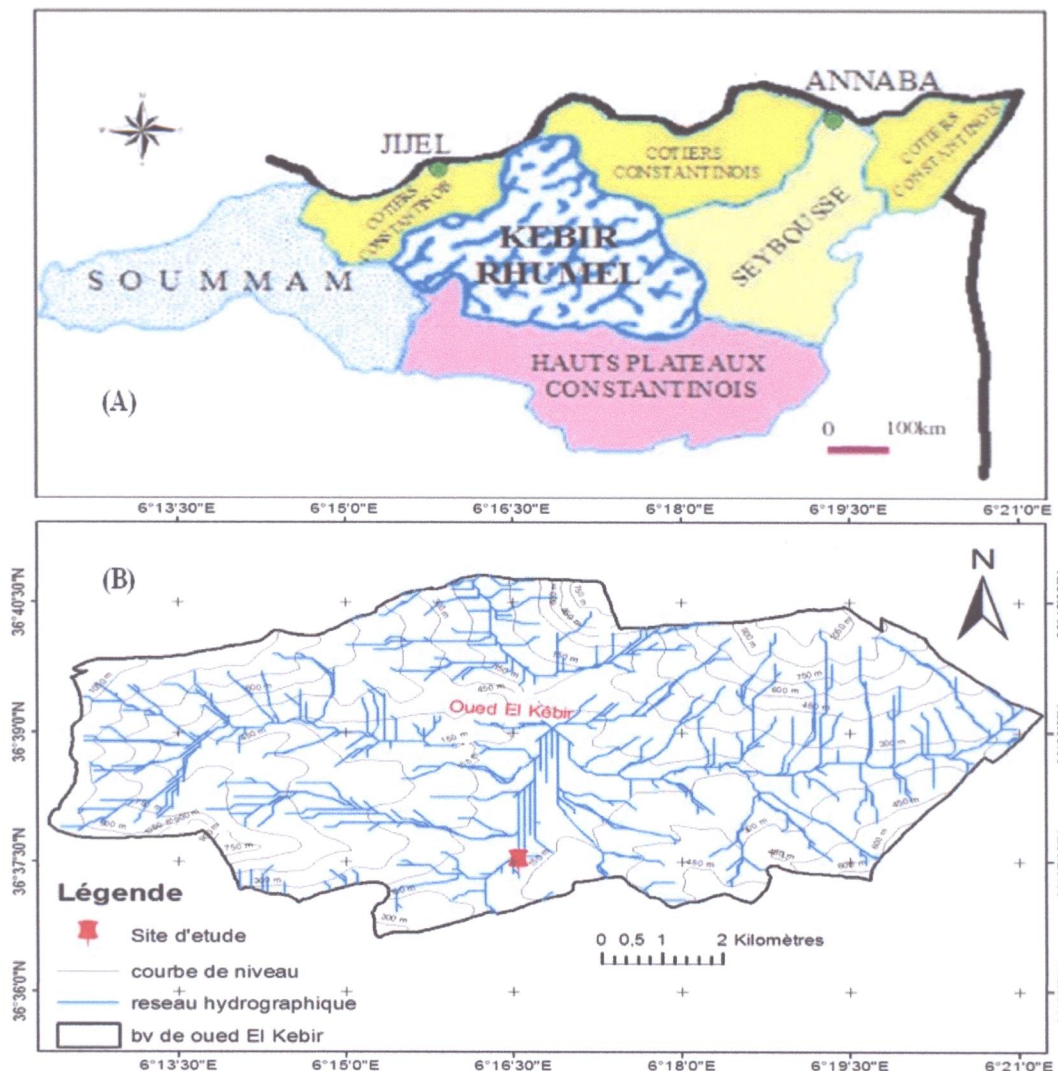


Figure III.1: Situation géographique du bassin versant d'Oued Kébir.

(A): Situation du bassin versant du Kébir Rhumel.

(B): Location du sous bassin versant d'Oued EL-Kébir (région de Sidi Maarouf).

III.3. Morphologie et relief

La région de Sidi Maarouf est connue par ses reliefs importants culminants à peu de 1400 m longeant la vallée profonde d'Oued El-Kébir dont l'altitude est de l'ordre de 120-140 m.

Un contraste important de morphologie se lit sur la topographie régionale ou de profondes ravines creusent dans les terrains marneux souvent déboisés.

III.4. Réseau hydrographique

Tous les cours d'eau quelque soit leur importance convergent vers Oued El-Kébir formant ainsi un chevelu assez dense d'orientation E-W épousant la morphologie des terrains. Les dépôts de berges sont importants et témoignent d'une forte érosion.

III.5. Analyse des caractéristiques hydro-climatiques

Les conditions climatiques jouent un rôle déterminant dans le régime des cours d'eau. En effet, en plus d'autres facteurs (géomorphologiques, géologiques...etc.). Ces conditions régissent les écoulements de surface et souterrains de tout bassin versant.

L'hydro-climatologie définit les caractéristiques des eaux de surface. La pluviométrie demeure à cet effet l'un des éléments les plus influents si ce n'est le plus important.

III.5.1. Les précipitations

Les précipitations correspondent à toutes les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, sous forme liquide (brume, pluie) ou bien sous forme solide (neige, grêle).

Notre secteur d'étude sis à Sidi Maarouf représente la partie la moins arrosée de la wilaya de Jijel eu égard à sa position géographique située à l'extrême sud de la wilaya. Selon la carte de la pluviométrie de la wilaya de Jijel le taux des précipitations annuelles avoisinent les 1000 mm. Voir Figure .III.2.

D'après la carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (A.N.R.H.1996), le site de Sidi Maarouf est caractérisé par une pluviométrie de 900-1000mm.

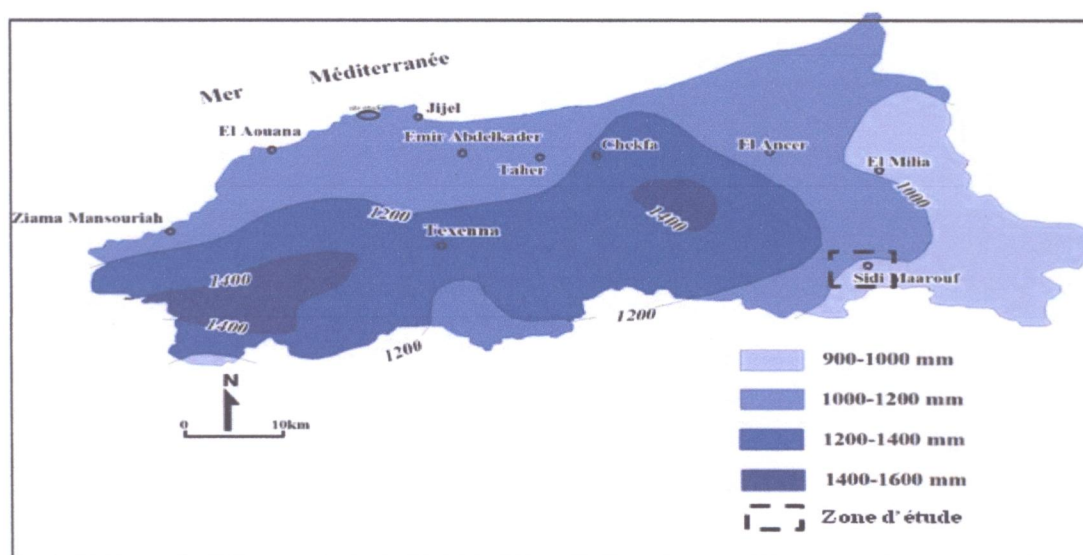


Figure III.2: Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, (A.N.R.H.1996).

Nous intéresserons dans cette étude uniquement aux précipitations liquides, qui constituent le facteur principal dans le comportement hydrologique de la région. L'étude des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières a été effectuée à partir des données de la station de Sidi Maarouf (A.N.R.H) de la période (2002/2012) Tableau A en annexe A. Les données sont représentées par le graphe (précipitation- mois). Voir Figure. III.3.

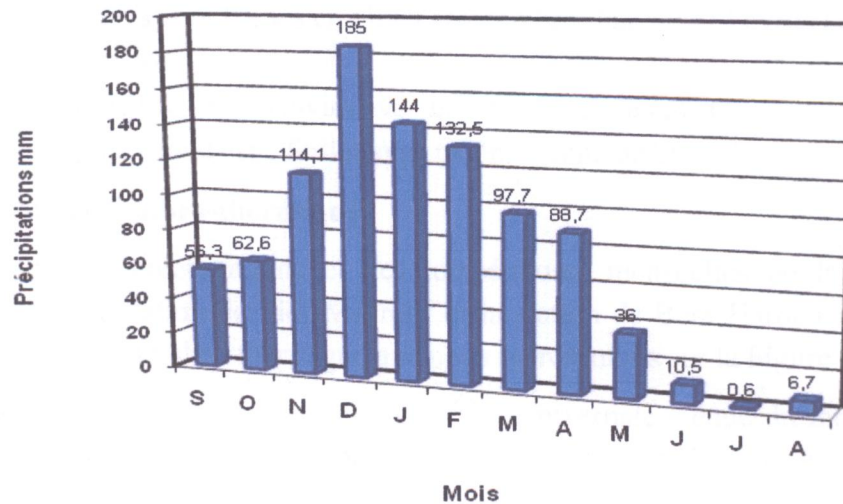


Figure .III.3: Les précipitations moyennes mensuelles (2002/2012) station Sidi Maarouf.

Les résultats du Tableau A en annexe A et l'analyse du graphe de la Figure. III.3 montrent que l'hiver s'avère la saison la plus humide avec une valeur de 49,37% de précipitations saisonnières. Par contre l'été représenté la saison sèche avec une valeur de 1.90 %. Le maximum des précipitations est observé au mois de décembre 185 mm. Le minimum au mois de juillet avec 0,6 mm. Le total annuel est estimé à : 934,7 mm.

III.5.2. Les températures

La température est un facteur qui contrôle le bilan hydrologique, et permet l'estimation de l'évapotranspiration. Le Tableau B en annexe A et la Figure .III.4 représentent les températures moyennes mensuelles de la station Béni Haroun (ANRH), durant la période (2002 / 2012).

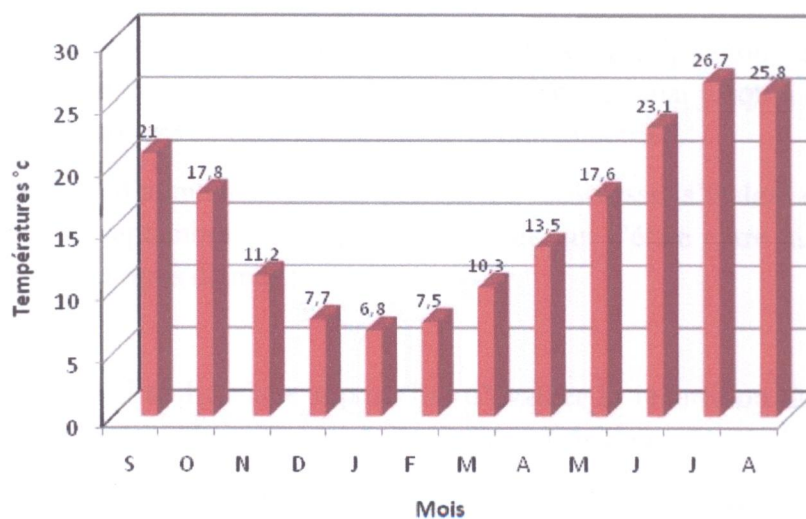


Figure .III.4 : Les températures moyennes mensuelles (2002/2012) station de Béni Haroun.

Les données des températures mensuelles de la station Béni Haroun permet de conclure que :

- Les températures sont basses en Hiver (Décembre, Janvier et Février) et élevées en été (Juin, Juillet et Aout).
- Le mois le plus frais est : Janvier avec une moyenne de 6,8 °C.
- Le mois le plus chaud est : Juillet avec une moyenne de 26,7 °C.

III.5.3. Diagramme Ombro-thermique

Les données des précipitations et des températures mensuelles de la même période (2002 /2012) pour la station de Sidi Maarouf et la station de Béni Haroun nous ont permis d'établir le diagramme Ombro-thermique que nous représentons sur la Figure III.5.

Le diagramme permet de déduire que la période hivernale s'étale du mois d'octobre au mois de mars. Les données sont regroupées dans le Tableau C en l'annexe A.

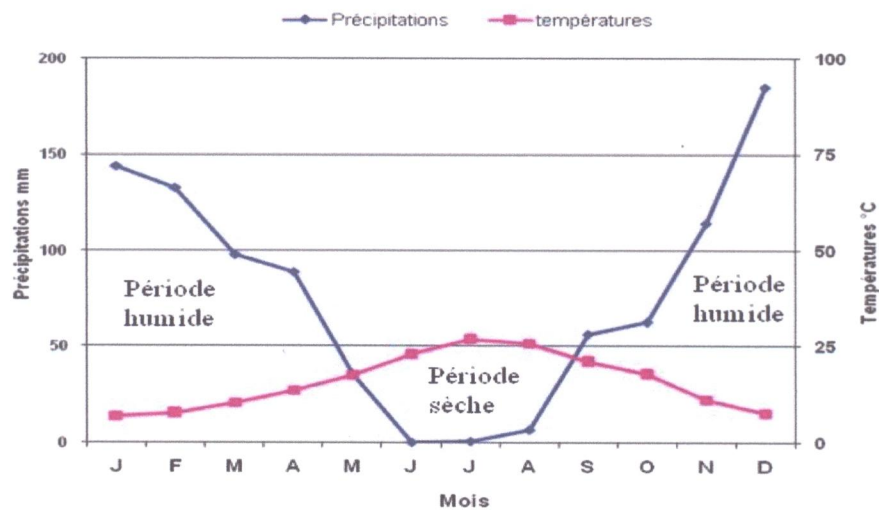


Figure III.5: Diagramme Ombro-thermique.

La courbe thermique se situe au-dessous de la courbe de précipitation depuis le mois de septembre jusqu'à la fin du mois d'avril, tandis que du début de mai jusqu'à le mois de Aout la courbe thermique se trouve au-dessus de celle de la pluviométrie.

Donc, la région subit annuellement une période de sécheresse, s'étalant entre le mois de mai jusqu'au mois de septembre et une période humide qui s'étale entre la fin du mois de septembre et le début du mois de mai.

III.6. Bilan hydrique

L'établissement du bilan hydrique a pour but d'évaluer la répartition des précipitations (reçues sur une surface), entre les composantes suivantes dans l'équation :

$$P = ETR + R + I + Wa \dots \dots \dots (III.01)$$

- P : Précipitations moyennes annuelles en (mm) ;
- ETR : Évapotranspiration réelle en (mm) ;
- R : Ruissellement (mm) ;
- I : Infiltration en (mm) ;
- Wa : variation des réserves (négligée) ;

Il existe plusieurs approches utiles pour l'estimation de l'évapotranspiration potentielle et réelle, la méthode qu'on va utiliser est la méthode empirique de Thornthwaite.

III.6.1. Évapotranspiration potentielle et réelle

L'évapotranspiration potentielle (ETP) est la quantité d'eau pouvant être restituée à l'atmosphère par transpiration des êtres vivants et évaporation du sol et des surfaces d'eaux libres, si celui-ci contient en permanence la quantité d'eau suffisante, l'évapotranspiration réelle (ETR) correspond à la quantité d'eau effectivement transpirée et évaporée.

A. Évapotranspiration potentielle (ETP)

La formule utilisée pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP), établie par Thornthwaite est la suivante :

$$ETP = 16. \left(\frac{10T}{I}\right)^a . K \dots\dots\dots (III.02)$$

T : Température moyenne mensuelle (°C) du mois considéré donnée dans le Tableau B.

I : Indice thermique annuel.

a : Exposant climatique. $a = 0,016(I) + 0,5$

K : Coefficient d'ajustement mensuel qui prend en considération la durée de la journée.

L'indice thermique annuel (I) est égal à la somme des indices thermiques mensuels (i) calculés à partir des températures moyennes mensuelles données dans le Tableau. III.1 selon la formule :

$$i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1,514} \dots\dots\dots (III.03)$$

D'où on obtient l'indice thermique annuel:

$$I = \sum_1^{12} i \dots\dots\dots (III.04)$$

Le Tableau III.1 donne la répartition de l'évapotranspiration potentielle par la méthode de Thornthwaite, avec K facteurs de corrections par lesquelles il faut multiplier la valeur d'ETP non corrigée pour obtenir l'évapotranspiration corrigée.

Tableau III.1: Résultats de calcul l'Evapotranspiration Potentielle (ETP) Période (2002/2012).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Température (°c)	21,0	17,8	11,2	7,7	6,8	7,5	10,3	13,5	17,6	23,1	26,7	25,8	15,75
I	8,78	6,83	3,39	1,92	1,59	1,84	2,98	4,49	6,72	10,14	12,63	11,99	I=73,30
ETP non corrigé en mm	93,06	70,58	32,52	17,37	14,11	16,63	28,26	44,44	69,26	109,15	139,07	131,32	765,78
K	1,03	0,97	0,86	0,84	0,87	0,85	1,03	1,1	1,21	1,22	1,24	1,16	-
ETPc En mm	95,86	68,46	27,96	14,59	12,28	14,13	29,11	48,89	83,80	133,16	172,45	152,33	853,03

B. Évapotranspiration réelle (ETR)

Pour le calcul de l'évapotranspiration réelle, on utilise la méthode de C.W.Thornthwaite, ou on distingue deux principaux cas :

- Si les précipitations du mois sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle : L'évapotranspiration réelle est égale à l'évapotranspiration potentielle.
- Si les précipitations du mois sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle : dans ce cas nous avons :
- L'évapotranspiration réelle est la somme des précipitations du mois et de toute ou partie de la réserve d'eau du sol, $ETR = \sum p_i + RFU$ (réserve facilement utilisable), celle-ci est supposée mobilisée comme suit : Si la réserve antérieure d'humidité du sol est assez forte pour combler l'insuffisance de précipitation, l'évapotranspiration réelle est encore égale à l'évapotranspiration potentielle $ETP = ETR$.
- Si la réserve d'humidité du sol est insuffisante pour satisfaire l'évapotranspiration potentielle, l'évapotranspiration réelle reste inférieure à celle-ci égale à la somme des précipitations du mois et des réserves disponible.

Le Tableau III.2 résume les résultats d'estimation de l'évapotranspiration potentielle (ETP), l'évapotranspiration réelle (ETR) et des RFU. L'excédent d'eau (Ex) représente la quantité d'eau écoulee si la RFU est pleine. L'examen des données récapitulées dans le Tableau III.2 et le graphique du bilan hydrologique représenté sur la Figure III.6 permet de déduire les points suivants :

Tableau III.2: Résultats du calcul de l'ETP et l'ETR.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Précipitation (mm)	56,30	62,60	114,10	185,00	144,00	132,50	97,70	88,70	36,00	10,50	0,60	6,70	934,70
ETPc	95,86	68,46	27,96	14,59	12,28	14,13	29,11	48,89	83,80	133,16	172,45	152,33	853,03
P-ETP	-39,56	-5,86	86,14	170,41	131,72	118,37	68,59	39,81	-47,80	-122,66	-171,85	-145,63	/
RFU (mm)	0	0	86,14	100	100	100	100	100	52,20	0	0	0	/
EX (mm)	0	0	0	156,54	131,72	118,37	68,59	39,81	0	0	0	0	515,03
D.A (mm)	39,56	5,86	0	0	0	0	0	0	0	70,46	171,85	145,63	433,36
ETR (mm)	56,30	62,60	27,96	14,59	12,28	14,13	29,11	48,89	83,80	62,70	0,60	6,70	419,67

Les données du Tableau III.2 sont représentées sur Figure III.6.

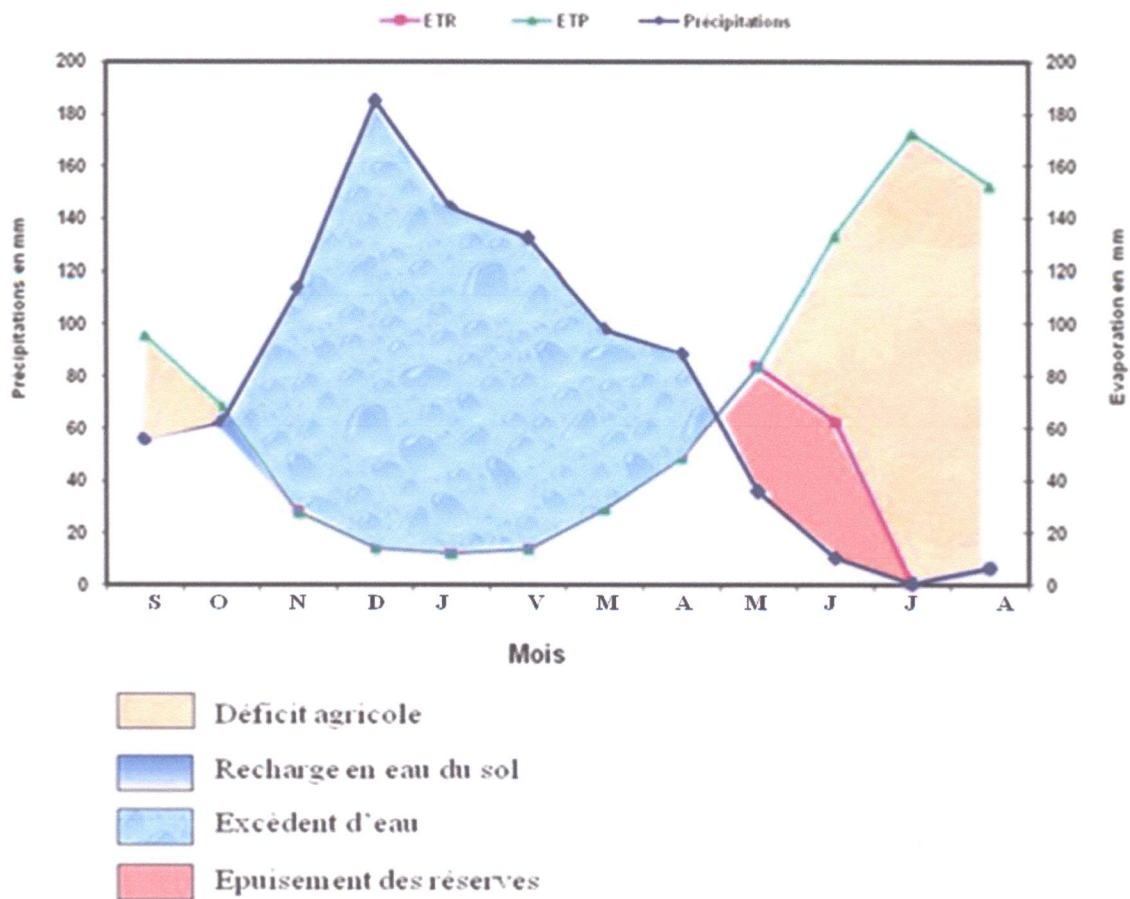


Figure III.6: Représentation graphique du bilan hydrologique (A.N.R.H 2002/2012).

➤ Interprétations des résultats du bilan hydrologique

L'examen des données récapitulées dans le Tableau III.2 et le graphe Figure III.6 du bilan hydrologique permettent de déduire que les précipitations atteignent leur maximum au mois de décembre, période durant laquelle l'évapotranspiration potentielle (ETP) atteint son minimum.

Cette dernière (ETP) atteint son maximum au cours de la période sèche plus précisément au mois de juillet (plus le climat est sec, plus l'ETP est importante). Quant au déficit agricole, il s'étend du mois juillet au mois d'octobre.

III.6.2. Estimation du ruissellement et de l'infiltration

Pour le calcul des ruissellements et des infiltrations on utilise :

- Evapotranspiration potentielle : $ETP = 853,03 \text{ mm}$;
- Précipitations moyennes annuelles : $P = 934,70 \text{ mm}$;
- Lamme évapotranspirée : $ETR = 419,67 \text{ mm}$;

A. Lamme d'eau ruisselée (R)

La lamme d'eau ruisselée est estimée à partir de la formule **Tixeront-Berkaloff** (< 600 mm/an) vu l'absence d'une autre formule adaptée à notre site d'étude ($p > 600$ mm), nous avons utilisé cette formule pour avoir une idée sur la grandeur du ruissellement, son expression est comme suit :

$$R = \frac{P^3}{3 \cdot (ETP)^2} \dots\dots\dots (III.05)$$

Avec :

R : Ruissellement superficiel en mm ;

P : Précipitation moyenne annuelle en mm ;

ETP : Evapotranspiration potentielle d'après **Thornthwaite 1954** en mm ;

Alors :

$$R = 374,08 \text{ mm} \text{ soit } 40,02 \% \text{ des précipitations totales.}$$

B. Lamme d'eau infiltrée (I)

L'infiltration représente la quantité d'eau qui pénètre dans le sol et le sous-sol, elle alimente les eaux souterraines, eau de rétention, écoulement hypodermique, écoulement souterrain et la reconstitution des réserves aquifères.

L'excédent des précipitations engendre l'infiltration vers la nappe quand la réserve facilement utilisable (RFU) est maximale. Donc on peut estimer l'infiltration à partir de l'équation du bilan suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa \Rightarrow I = P - (ETR + R)$$

Avec: Wa variation des réserves souvent négligeable.

$$I = 140,95 \text{ mm} \text{ soit } 15,08 \% \text{ des précipitations.}$$

III.7. Conclusion

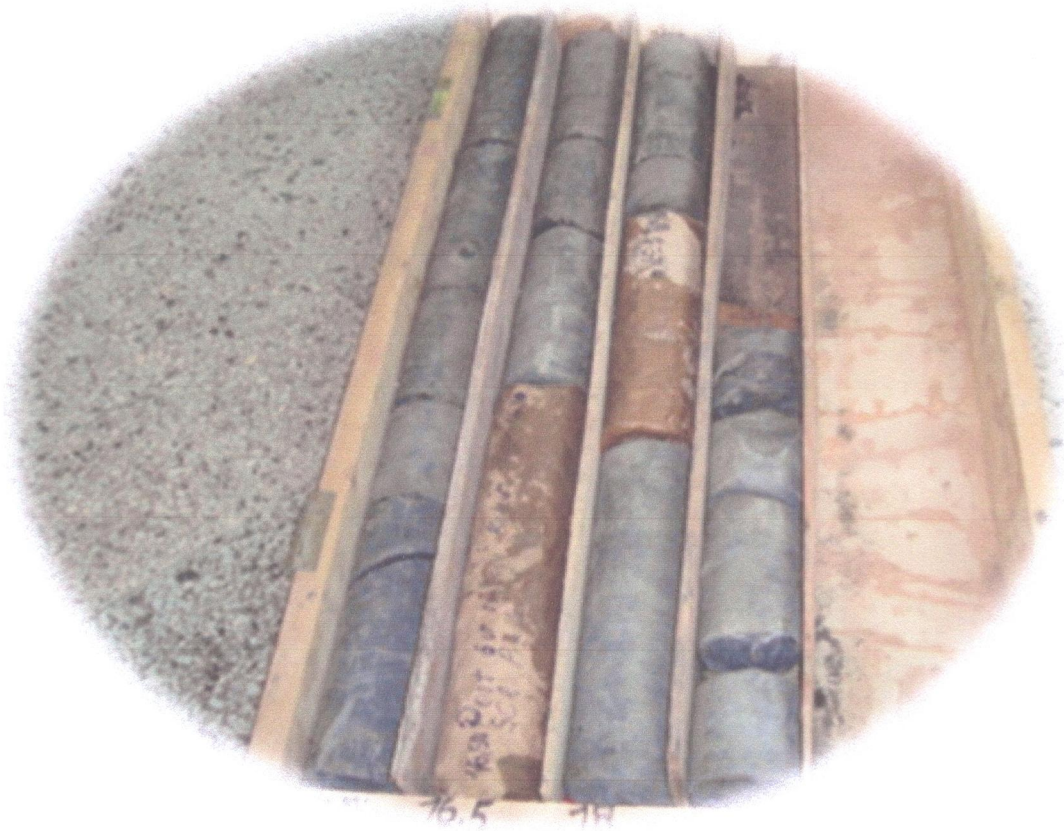
L'étude hydro climatologique laisse apparaître que la région d'étude est caractérisée par un climat humide avec une température moyenne de 15,75°C, et des précipitations de l'ordre de 934,70 mm/an.

Le mois de décembre est le mois le plus pluvieux avec 185,0 mm et le mois le plus sec est Juillet avec 0,6 mm.

D'après la répartition saisonnière des précipitations, la saison la plus pluvieuse est celle de l'hiver de décembre à février avec 461,5 mm soit 49,37 % et l'été la saison la plus sèche avec 17,8 mm, soit 1,90 % des précipitations.

Les calculs réalisés à l'aide du bilan hydrologique, ont montré que la lamme d'eau de 140,95 mm participe à l'infiltration soit 15,08 % des précipitations, et 374,08 mm participent au ruissellement soit 40,02 % des précipitations totales.

CHAPITRE IV
**RECONNAISSANCE
GEOTECHNIQUE**



IV.1. Introduction

Les reconnaissances et les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie, donc il faut faire une étude géotechnique spécifique avant d'apprécier le comportement et la nature lithologique du sol, cette campagne de reconnaissance consiste des essais de laboratoire et des essais in situ, l'intérêt de cette étude est de collecter des informations sur :

- la nature lithologique des couches ;
- les propriétés physiques et mécaniques des sols ;
- évaluer l'aptitude des sols à supporter les différentes charges ;

Pour le cas de notre étude, la campagne nous permettra en premier lieu de juger techniquement la capacité portante du sol et de prévoir les types de fondation à concevoir pour notre ouvrage d'art et en deuxième lieu de procéder à un prédimensionnement du système de fondation en fonction des charges transmises et de la conception architectural de l'ouvrage.

IV.2. Description de l'ouvrage

Le projet étudié est un pont reliant entre Sidi Maarouf et Mila de **11.60 m** de largeur et **265 m** de longueur. Les fondations sont des pieux profonds.

IV.3. Campagne de reconnaissance géotechnique

La campagne de reconnaissance géotechniques par sondage carottés et l'essai SPT réalisée au niveau du site ou sera projeter notre projet a été effectuée par le laboratoire des travaux publics de l'Est (LTPEst), le tableau ci-dessous donne le détail des travaux de reconnaissance in situ effectués au niveau du site.

Tableau IV.1 : Investigation par sondages

Type d'essai	Nombre d'essai	Profondeur d'investigation
Sondage carotté	08	20 m
Essai SPT	04	15 m

IV.3.1. Les sondages carottés

L'investigation par sondages mécaniques constitue une étape très importante dans n'importe qu'elle étude géotechnique, ils sont également destinés à :

- Etablir une coupe lithologique de prospection constituée de terrains traversés, donc donner une bonne identification des sols en profondeur.
- Prélever des échantillons de sol intacts ou remaniés destinés aux essais de laboratoire.

Dans le cas de notre site, la profondeur d'investigation par sondage carottés a été poussée jusqu'à 20 m de profondeur avec récupération d'échantillons. Un premier sondage SD1 a été effectué au niveau de la culée côté Sidi Maarouf, six sondages (SD2 à SD7) effectués au niveau du lit d'oued et le dernier sondage SD8 implanté au niveau de la culée côté Mila.

Le Tableau. A en annexe B regroupe les résultats de la description visuelle des huit sondages carottés effectués au niveau du site d'étude.

L'interprétation des colonnes lithologiques des sondages, montrent que la lithologie du terrain est pratiquement homogène et de nature alluvionnaire constitué par des alluvions d'oued représentés par des blocs, galets, cailloux et graviers noyés dans une matrice sableuse limoneuse, et qui présente une épaisseur allant jusqu'à 13 m de profondeur. La formation de base (substratum) est représentée par des marnes schisteuses consolidées en profondeur de couleur grise noirâtre. Voir Figure IV.1 et IV.2.

La lecture de la lithologie du site, nous permette à priori de signaler la présence d'un bon sol pour l'ancrage de fondation profonde (fondation sur pieux) à partir de 13 m de profondeur.

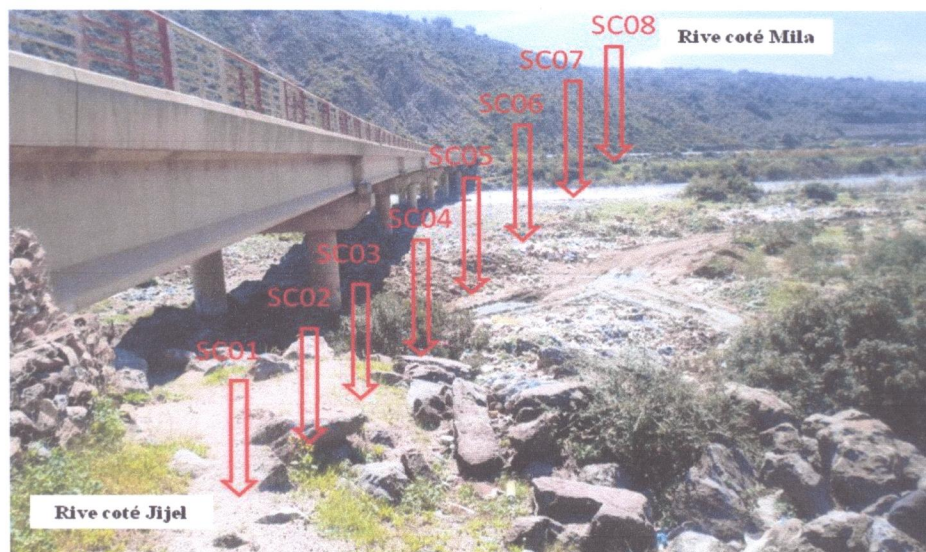


Figure IV.1 : Implantation des sondages carottés au niveau du site (LTPEst, 2014).

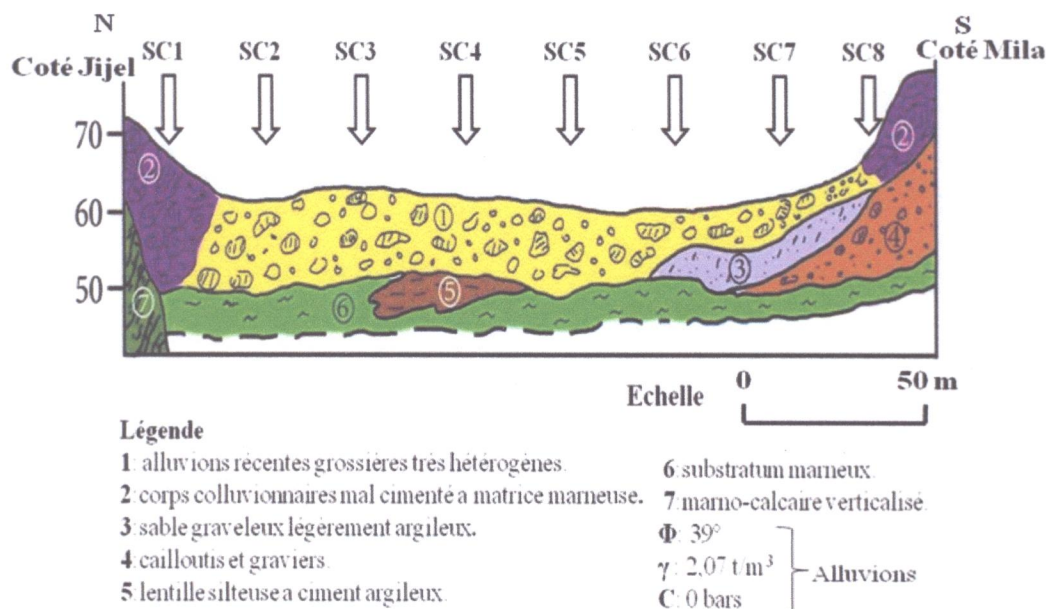


Figure IV.2 : Coupe géotechnique de la zone d'étude à partir de la corrélation des sondages carottés.

IV.3.2. Essai de pénétration normalisé (S.P.T)

L'essai de pénétration normalisé correspond à l'essai développé aux USA et connu sous l'appellation « Standard Pénétration Test », dont le sigle est S.P.T. Le principe de la reconnaissance dite S.P.T est le suivant : on exécute un forage et on descend ensuite au fond du trou un carottier normalisé de 5 cm de diamètre que l'on enfonce de 15 cm dans la couche à reconnaître (Essai préparatoire) dans le but d'éliminer la zone superficiellement remaniée.

Le sondeur marque alors un repère sur les tiges et enregistre le nombre de coups N nécessaires pour enfoncez à nouveau le carottier sur une profondeur de 30 cm (Essai proprement dit). Le mouton qui sert à battre le carottier pèse 63,5 kg, sa hauteur de chute est de 76,2 cm.

L'essai proprement dit comporte le battage du carottier jusqu'à un enfoncement de 15 cm, en comptant le nombre de coups N_1 nécessaire pour cela. Le battage continu en comptant le nombre N_2 nécessaire pour un autre enfoncement de 15 cm, ce qui implique que le nombre de coups :

$$N = N_1 + N_2$$

Il s'exprime par coups/0,30 m.

Pour les sables, certains auteurs ont proposés une classification de la compacité en fonction du nombre de coup N_{SPT} (voir Tableau B en annexe B).

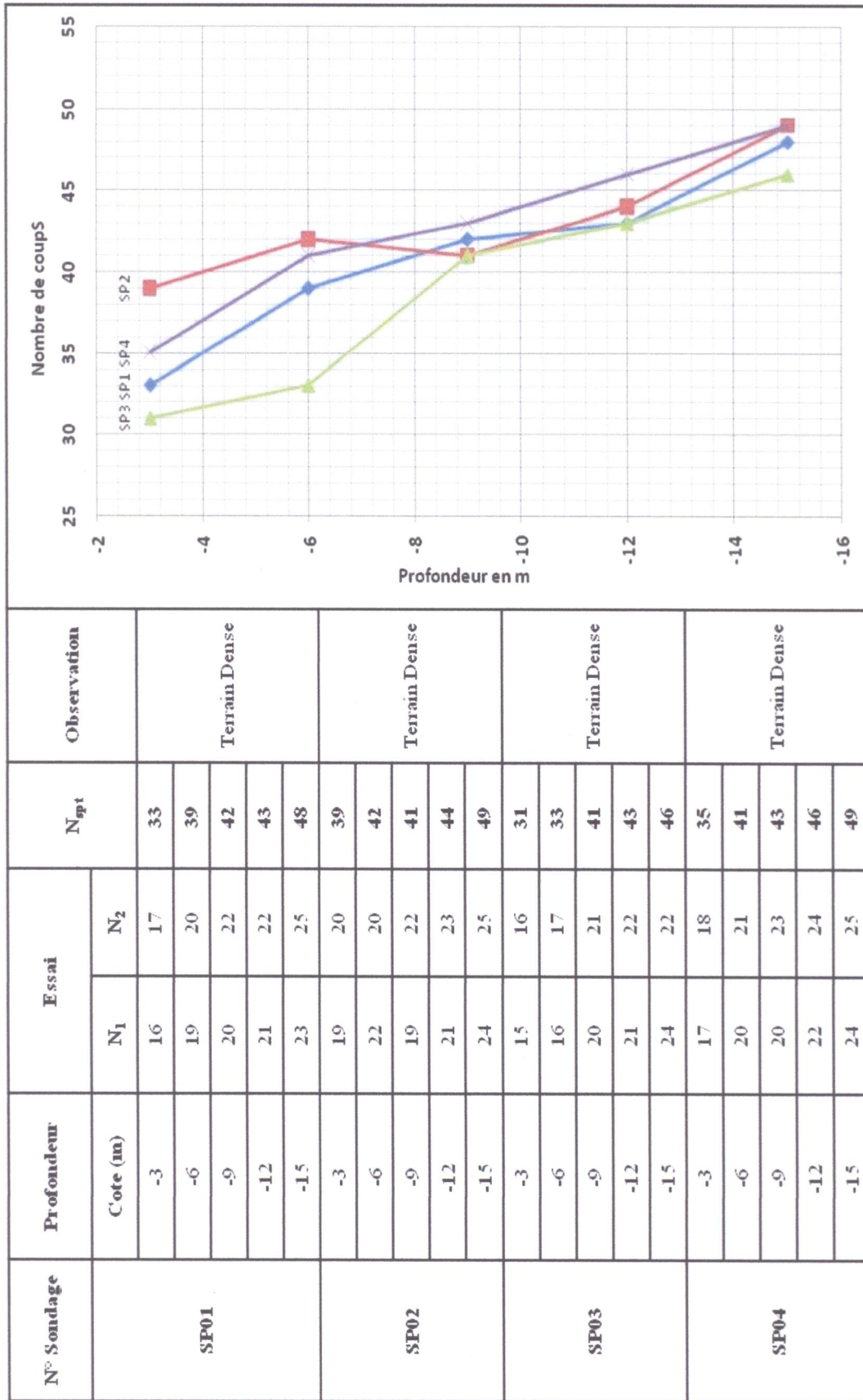
IV.3.3. Interprétation des résultats des essais S.P.T

Au niveau du site d'étude quatre essais SPT ont été réalisés par le laboratoire des travaux publics de l'Est (LTPEst), un essai au niveau des deux culées de l'ouvrage ainsi qu'un essai au niveau de la pile N°01 et Pile N°05.

Les résultats des essais sont récapitulés au niveau du Tableau IV.2 et le diagramme de variation de l'indice de pénétration standard en fonction de la profondeur :

- Tableau IV.2, démontre clairement que la variation de l'indice de pénétration standard N_{SPT} est fonction de la profondeur, c'est-à-dire il augmente avec la profondeur atteignant des valeurs de 49 coups, et indiquant aussi qu'on est en présence d'un sol homogène.
- A l'issue des résultats trouvés, et la classification de la compacité des sols en fonction de l'indice de pénétration standard N_{SPT} (voir Tableau B en annexe B), on peut conclure la présence d'un sol dense avec un indice de pénétration standard moyen de 41.
- L'estimation de l'angle de frottement du sol faite sur la base de formule de *Peck*, a donné pour un indice de pénétration standard N_{SPT} moyen de 41, alors un angle de frottement interne du sol : $\varphi^\circ = 27,560 + 0,274 \cdot N = 38,79 \approx 39^\circ$

Tableau IV.2: Résultats de l'essai SPT (LTPEst, 2014).



IV.3.4. L'indice RQD (Rock Quality Designation)

Le calcul du pourcentage RQD au niveau des sondages carotté est déterminé à partir de la formule suivant (Deere, 1964) :

$$\text{RQD \%} = \frac{\text{longueur totale des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{largeur de la passe de carottage}}$$

Afin d'avoir une idée sur la qualité des marnes schisteuses constituant le substratum rocheux au niveau du site d'étude, sept (07) prélèvements ont été effectués et les résultats de description sont représentés dans le Tableau IV.5 suivant :

Tableau IV.5: Les valeurs de l'indice RQD du site étudié (LTPEst, 2014).

N° de sondage	Profondeur en (m)	Valeurs RQD	Etat de fracturation du massif
SD N°2	13.5 à 20	55 %	
SD N°3	13 à 20	50 %	
SD N°4	15 à 20	65 %	
SD N°5	13 à 20	58 %	Moyennement fracturé
SD N°6	12 à 20	62 %	
SD N°7	13 à 20	50 %	
SD N°8	16 à 20	59 %	

IV.4. Les essais en laboratoire

Les essais de laboratoire sont considérés comme étant la base de tous les projets de construction et complètent ceux réalisés in situ. Ils consistent en l'étude des différents paramètres (physico-mécaniques et chimiques) qui donnent une identification précise du sol étudié. Dans le cadre du présent projet (Pont sur oued El-Kébir), le laboratoire des travaux publics de l'Est de Jijel (L.T.P.E. Jijel) a réalisé les essais cités ci-dessous sur les échantillons récupérés des sondages carottés.

- La teneur en eau ;
- La densité sèche et humide ;
- Le degré de saturation ;
- L'analyse granulométrique ;
- Analyse chimique ;
- L'essai de compression simple sur éprouvettes de roches ;

IV.4.1. Paramètres physiques des sols étudiés

Ces paramètres nous permettent de déterminer la nature du sol, et ses propriétés physiques avec précision, ces paramètres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Paramètre physique des sols étudiés

N° de Sondage	Profondeur du Prével.	Wn (%)	Sr (%)	γ_d (t/m)	γ_h (t/m)	Ic	Remarque
SD4	14-14,30 m	11,9	69,6	1,84	2,07	1,71	Sol dense et consistant
SD8	4,40- 4,60 m	16,2	92,0	1,83	2,12	1,19	

D'après le Tableau IV.3, on constate que les sols en place se caractérisent par une faible a moyenne teneur en eau naturelle qui varie entre $11,9 \leq W_n \leq 16,2\%$, des masses volumiques humides allant de 2,07 à 2,12 t/m³ et des masses volumiques sèches allant de 1,83 à 1,84 t/m³, caractérisant des sols denses et un indice de consistance qui varie de $1,19 < I_c < 1,71$ indiquant un sol dur ou consistant.

a) Analyse granulométrique (NF P94-056)

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau grenu. L'analyse granulométrique comprend deux opérations : le tamisage, pour les particules de dimension supérieure ou égale à 80 μ , et la sédimentométrie, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension inférieure à 80 μ (ou 63 μ pour la norme EN 933-1 et 933-2 Mai 1996).

Le Tableau IV.4 présente les résultats d'analyse granulométrique obtenue par tamisage pour le seul échantillon prélevé au niveau du sondage SD8.

Tableau IV.4 : Résultats d'analyse granulométrique

N° SD	Prof du prél. (m)	Granulométrie (tamisât en %)									
		10,0	8,0	6,3	5,0	2,0	1,0	0,4	0,2	0,1	0,08
SD8	4,40 – 4,60 m	100	98	92	85	67	56	48	43	39	37

L'analyse granulométrique effectuée sur l'échantillon prélevé a montré une fraction de fines (éléments < 0.08mm) égale à 37 % (inférieure à 50%) caractérisant un sol grenu et plus de 50% d'éléments > 0.08 mm passe au tamis de 2,0 mm caractérisant un sol sableux, et 33% d'éléments compris entre 2-20 mm caractérisant la fraction graveleuse (voir courbes en annexe). Une telle proportion indique la présence d'un *sol sableux argileux légèrement graveleux* (voir Tableau IV.4).

b) Analyses chimiques des sols étudiés

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés, sont représentés dans le Tableau IV.6.

Tableau IV.6 : Résultats d'analyses chimiques.

N° sondage	Profondeur en (m)	Teneur exprimée en % par rapport au poids du matériau sec			Remarque
		Insolubles	Carbonates	Gypses	
SD1	9,20-9,50	83,30	13,28	Traces	Sol non agressif
SD8	4,40-4,60	53,90	47,09	Traces	

Les analyses chimiques ont décelés une présence de carbonates avec un pourcentage compris entre 13,28 % et 47,09 %, de plus ont dénote la présence d'insolubles en grandes proportion entre 53,90 % et 83,30 % et enfin la présence de gypses en traces (voir Tableau VI.6).

Sur la base de ces résultats, on conclue que le sol est faiblement agressif qui appartient au niveau d'agressivité A1 selon la norme NF P18-011, d'où l'utilisation d'un ciment normal (CPJ 42,5) peut convenir pour la confection de béton de fondation.

IV.4.2. Paramètres Mécaniques

a) Essai de compression simple sur éprouvette de roche

L'essai de résistance à la compression uni axiale (R_c) est mesuré sur éprouvette cylindrique, de diamètre 40 à 50 mm en général. On fait croître l'effort axial fourni par la presse, avec une vitesse correspondant à environ 0,5 Mpa/s, jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

La valeur de la résistance à la compression permet de définir le degré de résistance d'une roche comme représente dans le Tableau .D en annexe B).

Pour le présent projet, quatre (04) essais de résistance à la compression simple sur éprouvettes de roches ont été effectués sur les marnes schisteuses et les résultats trouvés sont représentées dans le Tableau IV.7 :

Tableau IV.7 : Résultats d'essai de compression simple (LTPEst, 2014).

N° Sondage	Profondeur en (m)	Densité (t/m^3)	Résistance à la compression R_c (Mpa)	Classe de la résistance	Qualification de la résistance
SD1	16,50 / 16,90	2,58	25,87	R ₃	Moyenne
SD2	17,70 / 17,90	2,64	31,21		
SD3	17,30 / 17,60	2,64	29,69		
SD4	16,50 / 16,80	2,61	31,38		

Sur la base de ces résultats, on dénote que les marnes schisteuses présentes une résistance à la compression simple qualifiée de *moyenne* « R₃ » avec une valeur moyenne de 30 Mpa, et une densité relativement élevée de 2,64 t/m^3 .

D'après les résultats trouvés, on constate que la valeur de la RQD des marnes schisteuses constituant la formation de base au niveau du site varie entre 50% et 65 % avec une valeur moyenne de 57 %, caractérisant un *massif moyennement fracturé* d'après le (voir Tableau C en annexe B).

IV.5. Conclusion

La synthèse des résultats obtenue de la campagne de reconnaissance à savoir les essais in situ et au laboratoire, nous a permis de conclure que :

- La campagne de reconnaissance par sondage carottés a permis de déceler que la lithologie du terrain est pratiquement homogène de nature alluvionnaires (blocs, galets, cailloux et graviers noyés dans une matrice sableuse limoneuse) sur l'ensemble de l'assiette d'implantation de l'ouvrage et allant jusqu'à 13 m de profondeur. La formation de base (substratum) est représentée par des marnes schisteuses consolidées en profondeur de couleur grise noirâtre.
- L'analyse des paramètres physiques, a permis de mettre en évidence un sol caractérisé par une faible à moyenne teneur en eau naturelle ($11,9 \leq W_n \leq 16,2\%$), des masses volumiques humides allant de 2,07 à 2,12 t/m³ et des masses volumiques sèches allant de 1,83 à 1,84 t/m³, caractérisant des sols denses et un indice de consistance qui varie de $1,19 < I_c < 1,71$ indiquant un sol dur ou consistant.
- L'analyse granulométrique a montré la présence d'un *sol sableux argileux légèrement graveleux*.
- L'estimation de la qualité du massif rocheux (marnes schisteuses) faite sur la base de l'indice RQD a permis de caractériser un massif moyennement fracturé avec une valeur moyenne RQD égale à 57 %. Ces mêmes marnes schisteuses présentent une résistance à la compression simple qualifiée de *moyenne de classe « R₃ »* avec une valeur moyenne de 30 Mpa et une densité relativement élevée de 2,64 t/m³.
- Les analyses chimiques ont mis en évidence un sol faiblement agressif qui appartient au niveau d'agressivité A1 selon la norme NF P18-011, d'où l'utilisation d'un ciment normal (CPJ 42,5) peut convenir pour la confection de béton de fondation.

En vue de la campagne de reconnaissance effectuée par le laboratoire, on tient à signaler que le nombre de sondage carottés réalisés n'est pas suffisant en vue de l'importance de l'ouvrage à projeté, d'où nous recommandons un complément de sondages en appliquant la règle d'un sondage par appui (culée et pile).

En note aussi le peu d'échantillons prélevés pour les essais au laboratoire, d'où un complément de prélèvement est vivement recommandé voir indispensable, au moins quatre à cinq prélèvements par sondage carottés (fonction de l'état des échantillons) afin d'apprécier avec plus de certitude les caractéristiques physico-mécaniques des sols traversés.

Pour le présent projet, aucun essai mécanique n'a été effectué (essai de cisaillement à la boîte et essai œdométrique), faute d'échantillons intacts, d'où les essais ont été impraticables dans de tel sol d'après le laboratoire LTPEst.

CHAPITRE V
ETUDE DE
DIMENSIONNEMENT DES
FONDACTIONS PROFONDES



V.1. Introduction

Le dimensionnement des fondations nécessite un calcul minutieux et ne peut plus se baser sur des simples considérations qualitatives et empiriques. C'est ainsi qu'est née la mécanique des sols dont le but est de gérer de façon rationnelle le comportement du sol sous différentes sollicitations.

La mécanique des sols apparaît comme une adaptation de l'ensemble des théories rationnelles (élasticité, plasticité, rhéologie, hydraulique, etc.) sur le sol. Mais ces théories ne sont applicables qu'à des milieux homogènes et continus alors que le sol est par nature même, discontinu, hétérogène et anisotrope.

Pour pouvoir faire des calculs géotechniques, il faut connaître de la façon la plus parfaite possible et dans les moindres détails le milieu dans lequel se fait l'étude et de se livrer à toute une série de travail qui constitue ce que l'on appelle la reconnaissance des sols.

V.2. Descente de charge

Pour le dimensionnement des fondations, on considère que les pieux ne reprennent que les efforts verticaux. En effet, les appareils d'appuis libèrent, les piles et les culées des efforts horizontaux et des moments créés par les charges venant du tablier. Les piles et les culées sont aussi dimensionnées pour reprendre des moments qui s'appliquent à la structure.

Dans ce qui suit nous aurons à présent d'abord les charges permanentes G ensuite les charges d'exploitation Q_A puis nous terminerons par la combinaison des charges.

- Pour le calcul des charges permanentes les hypothèses qui suivent ont été appliquées :
 - **Béton** : densité $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.
 - **Couche de roulement** : béton bitumineux d'épaisseur 6 cm de densité $\gamma_{\text{rev}} = 2,3 \text{ t/m}^3$.
 - **Chape d'étanchéité** : d'épaisseur 3 cm de densité $\gamma_{\text{étanch}} = 2,4 \text{ t/m}^3$.
- Pour la détermination des charges d'exploitation, nous sommes référés au fascicule 61 : Conception, calcul et épreuves d'ouvrages d'art.
- Pour la prise en compte des systèmes de charge, nous avons besoin de certaines hypothèses du pont : la largeur chargeable, la largeur roulable, la longueur chargée ainsi que le nombre de voies.

Le calcul des charges permanentes et des charges d'exploitation a été récapitulé dans les Tableaux E, F en annexe B.

V.2.1. Combinaison des charges

Les combinaisons des charges sont faites aux états limites de service ELS et ultime ELU.

- Etat limite de service

La surcharge à l'état limite de service est donnée par : $Q_{\text{ELS}} = G + 1.2 Q_A$

Le coefficient 1.2 est donné par les règles du fascicule 61.

- Etat limite ultime

La surcharge à l'état limite ultime est donnée par : $Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q_A$

La combinaison des charges nous a permis de calculer les surcharges à l'état limite de service Q_{ELS} et ultime Q_{ELU} comme suite :

Tableau V.1 : les surcharges à l'état limite de service Q_{ELS} et ultime Q_{ELU} .

Eléments	Surcharges (en tonne)	
	Q_{ELS}	Q_{ELU}
Pile P1, P2, et P3	1087,469	1449,060
Pile P4	1102,733	1469,666
Pile P5	1111,974	1482,141
Pile P6	1108,669	1477,680
Culée C1 et C2	1872,204	2513,309

V.3. Méthodes de dimensionnement des fondations profondes

La détermination de la force portante d'un pieu peut se faire grâce à plusieurs méthodes :

1. L'utilisation des formules basées sur les résultats du battage des pieux.
2. L'utilisation des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique théorique des sols.
3. L'interprétation des diagrammes de pénétration obtenus soit avec le pénétromètre statique, le pénétromètre dynamique soit avec méthode de pénétration au carottier.
4. L'interprétation des essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux.

Pour le cas de notre étude, c'est la troisième méthode basée sur l'utilisation de formules empirique d'après l'essai SPT qui a été utilisée pour la détermination de la force portante d'un pieu isolé.

V.3.1. Détermination de la capacité portante des pieux dans les sols pulvérulents

A. Principe de calcul de la force portante

Considérons un pieu isolé soumis à une charge Q et fiché dans une couche de terrain homogène de grande épaisseur Figure V.1. La charge Q est équilibrée d'une part, par la résultante Q_f des forces de frottements qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact du terrain, et d'autre part par la résistance que rencontre le pieu sur sa pointe Q_p . On peut donc écrire la relation générale d'équilibre (*Benzaid R., 2011*) :

$$Q_l = Q_p + Q_f \dots\dots\dots (V.01)$$

Avec :

- Q_l : Force portante limite ;
- Q_p : Force portante due à la pointe ;
- Q_f : Force portante due au frottement latéral ;

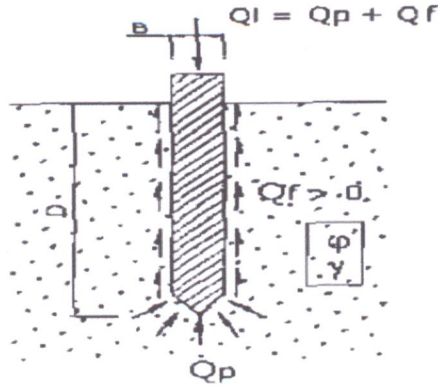


Figure V.1 : Force portante d'un pieu.

La formule ci-dessus peut être écrite en fonction des contraintes comme suit :

$$Q_l = S \cdot q_p + A \cdot q_f \dots\dots\dots (V.02)$$

Avec :

- A : Surface latérale du pieu dans les couches porteuses ;
- S : Section de la pointe du pieu ;
- q_f : Frottement latéral unitaire ;
- q_p : Pression limite sous la pointe ;

a. Résistance en pointe

On suppose que la résistance en pointe est proportionnelle au nombre N_{SPT} représentatif de la zone mobilisée autour de pointe :

$$q_p = K_s \cdot N_{spt} \dots\dots\dots (V.03)$$

K_s : est le facteur de portance et à la dimension d'une contrainte.

➤ **Méthode de Decourt et Quaresma (1982) in (Benzaid R., 2011)**

Les auteurs ont proposé une méthode d'évaluation de résistance en pointe dans les sols, le facteur de portance proposé est résumé au Tableau V.2. Pour les pieux forés, ou en préfabriqué.

- La valeur de N représentative na pas été précisée, et le facteur de sécurité suggéré est de (4) pour la résistance en pointe.
- On propose de prendre pour le nombre N_{spt} à introduire dans cette formule la moyenne des trois valeurs de N_{spt} au voisinage de la pointe.

Tableau V.2 : Valeur de (K_S) en (MPa) selon Decourt et Quaresma (1982).

Nature du sol	Pieux forés, ou en béton préfabriqué
Sable	0,400
Limon sableux résiduel	0,250
Limon argileux résiduel	0,200
Argile	0,120

➤ **Méthode de Lopes et Laprovitera (1988) in (Benzaid R., 2011)**

Les auteurs ont étudiés des essais sur des pieux forés et ont proposé de modifier la méthode d'Aoki et veloso. Le facteur de portance proposé est résumé au Tableau V.3.

Tableau V.3 : Valeur de (K_s) en (Mpa) selon Lopes et Laprovitera (1988).

Type de sol	Pieu foré
Gravier	-
Sable	0,171
Sable limoneux	0,151
Sable argileux	0,151
Limon sableux	0,137

b. Frottement latéral

On suppose que la contrainte limite q_s du frottement latéral le long du pieu est proportionnelle au nombre N représentatif de l'interface sol /pieu, à la profondeur étudiée. Le frottement latéral limite est obtenu par intégration de la courbe q_s .

$$q_s = n_s * N_{SPT} \dots \dots \dots (V.04)$$

n_s : est le facteur de frottement latéral et à la dimension d'une contrainte.

➤ **Méthode de Decourt et Quaresma (1982)**

Les auteurs ont proposés de calculer le frottement latéral sans tenir compte du type de sol en contact avec le fût comme suit :

$$q_s = 10. (N/3+1) \text{ en (Kpa) } \dots \dots \dots (V.05)$$

- Il est suffisant de considérer la valeur moyenne (N_m) le long de fût.
- Toute fois, les valeurs N_{spt} prises en compte pour déterminer la résistance de point ne doivent pas être retenues dans le calcul du frottement latéral.
- On admet de plus que les valeurs de $N_{spt} < 3$ sont égales à 3, et les valeurs supérieures à 50 sont limitées à 50.

➤ **Méthode de Lopes et Laprovitera (1988)**

Les auteurs ont proposés de modifier les résultats des études d'Aoki et veloso pour les pieux forés, et suggéré un facteur de frottement latéral résumé au Tableau V.4.

Tableau V.4 : Valeur de (n_s) en (Kpa) selon lopes et Laprovitera.

Sol	Pieu foré
Gravier	-
Sable	1,620
Sable limoneux	1,940
Sable argileux	3,060
Limon sableux	2,770

B. Estimation de l'effort vertical limite (force portante ultime)

L'effort vertical limite Q_L d'un pieu est donnée par :

$$Q_L = Q_P + Q_S \dots \dots \dots (V.06)$$

$Q_P = q_p \cdot A_p$: la force portante limite de pointe ;

$Q_S = q_s \cdot A_s$: la force portante limite due au frottement ;

A_p : section de la pointe du pieu ;

A_s : la surface du fût du pieu.

- Pour les besoins de calcul manuel d'un pieu foré circulaire dans un sol sableux pratiquement homogène, on peut utiliser l'expression suivant pour estimer l'effort vertical limite :

$$Q_L = K_s \cdot N_P \cdot \pi \cdot B^2/4 + \pi \cdot B \cdot D \cdot n_s \cdot N_s \dots \dots \dots (V.07)$$

- Pour un sol sableux mécaniquement hétérogène l'effort vertical limite sera :

$$Q_L = K_s \cdot N_P \cdot \pi \cdot B^2/4 + \pi \cdot B \cdot \Sigma (n_s \cdot N_s \cdot \Delta Z) \dots \dots \dots (V.08)$$

N_P : la valeur représentative du nombre N dans la zone mobilisée par la résistance en point ;

N_s : est la moyenne arithmétique des valeurs de N le long du pieu ;

B : diamètre du pieu en mètre ;

D : la fiche du pieu en mètre ;

C. Charge admissible nette Q_{ad} d'un pieu foré

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée tassement limite. La charge admissible sera comparée à la charge résultante de la descente de charge, On introduit ainsi la notion des facteurs de sécurité. Suivant les règles du B.A.E.L (DTU 13.2), les efforts (de pointe et frottement latéral) sont affectés des coefficients réducteurs suivants :

$$ELS : Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} \dots \dots \dots (V.09)$$

$$ELU : Q_{adm} = \frac{Q_p}{2} + \frac{3Q_f}{4} \dots \dots \dots (V.10)$$

Q_p : Force portante nette à la pointe du pieu ;

Q_f : force de frottement mobilisable par le pieu ;

V.3.2. Détermination de la capacité portante par la méthode de Meyerhof (1976)

Puisque les essais de pénétration standard sont couramment utilisés avec les sols pulvérulents, nous évaluerons la capacité axiale des pieux à l'aide des paramètres obtenus par l'essai.

En 1976, Meyerhof a proposé les relations suivantes, qui utilisent les résultats de l'essai SPT pour calculer la capacité axiale d'un pieu dans un sol pulvérulent :

- **Capacité en pointe** : Meyerhof (1976) a proposé une relation pour évaluer la capacité en pointe d'un pieu basée sur les valeurs de N .

$$Q_p \text{ (kN)} = m \cdot N \cdot A_p \dots \dots \dots \text{ (V.11)}$$

Avec :

- m : coefficient empirique égal à 400 pour les pieux battus et 120 pour les pieux forés ;
- N : la valeur de N_{SPT} à la base du pieu ;
- A_p : section du pieu à sa base (m^2) ;

- **Capacité en friction** : Meyerhof (1976) a proposé une relation pour évaluer la capacité en friction basée sur les valeurs de N .

$$Q_f \text{ (kN)} = n \cdot N' \cdot D \cdot A_s \dots \dots \dots \text{ (V.12)}$$

Avec :

- n : coefficient empirique égal à 2 pour les pieux battus et 1 pour les pieux forés ;
- N' : valeur N_{SPT} moyenne le long du pieu ;
- A_s : surface extérieure du pieu par mètre de longueur ($m^2/m.l.$) ;
- D : profondeur du pieu dans le sol (m) ;

Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé au niveau du sondage SPT 01 (culée C1 côté Jijel) d'après Meyerhof (1976)

Caractéristiques du pieu : $D = 10 \text{ m.}$ $B = 0,8 \text{ m.}$

a. Capacité en pointe :

$$Q_p \text{ (kN)} = m \cdot N \cdot A_p$$

Pieu foré $m \Rightarrow = 120$

En pointe, à 10 m de profondeur, $N = 42$

$$A_p = \pi \cdot (0,8/2)^2 = 0,5024 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 120 \cdot 42 \cdot 0,5024 = 2556,21 \text{ kN} = 255,62 \text{ t}$$

b. Capacité en friction :

$$Q_f \text{ (kN)} = n \cdot N' \cdot D \cdot A_s$$

Pieu foré $\Rightarrow n = 1$

$$N'_{SPT \text{ moy}} = (42 \cdot 4 + 42 + 39 + 33) / 4 = 39$$

$$A_s = \pi \cdot (0,8) \cdot 1 = 2,51 \text{ m}^2 \cdot \text{ml}$$

$$Q_f = 1 \cdot 39 \cdot 10 \cdot 2,51 = 979,68 \text{ kN} = 97,96 \text{ t}$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f = 255,62 + 97,96 = 353,58 \text{ t}$$

$$Q_{adm} = Q_{ult}/4 = 88,39 \text{ t}$$

Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé au niveau du sondage SPT 01 (culée C1 côté Jijel) par la méthode de Lopes et Laprovitera (1988)

$$Q_L = K_S \cdot N_{SPT} \cdot \pi \frac{B^2}{4} + \pi \cdot B \cdot D \cdot n_s \cdot N_{SPT}$$

Avec :

$$D = 10 \text{ m.}$$

$$B = 0,8 \text{ m.}$$

$$K_S = 0,151 \text{ Mpa} = 151 \text{ Kpa (cas d'un sable limoneux).}$$

$$n_s = 1,940 \text{ Kpa.}$$

$$Q_L = (151 \times 42 \times 3,14 \times \frac{0,8^2}{4}) + (3,14 \times 0,8 \times 10 \times 1,94 \times 39)$$

$$Q_L = 3186,22 + 1900,58 = 5086,80 \text{ KN}$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = \frac{3186,22}{3} + \frac{1900,58}{2} \Rightarrow \boxed{Q_{ad} = 2012,29 \text{ KN} = 201,20 \text{ t}}$$

Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé au niveau du sondage SPT 04 (culée C1 côté Mila) par la méthode de Decourt et Quaresma (1982)

$$Q_L = (K_S \cdot N_{SPT} \cdot \pi \frac{B^2}{4}) / 4 + \pi \cdot B \cdot D \cdot q_s$$

$$D = 10 \text{ m.}$$

$$B = 0,8 \text{ m.}$$

$$K_S = 0,400 \text{ Mpa} = 400 \text{ Kpa (cas d'un sable limoneux).}$$

$$Q_L = (400 \times 44 \times 3,14 \times \frac{0,8^2}{4}) / 4 + (3,14 \times 0,8 \times 10 \times 10 \frac{40}{3} + 1)$$

$$Q_L = 736,85 + 1800,26 = 2537,11 \text{ KN}$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = \frac{736,85}{3} + \frac{1800,26}{2} \Rightarrow \boxed{Q_{ad} = 2537,10 \text{ KN} = 253,71 \text{ t}}$$

Les résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé d'après les trois méthodes (Meyerhof (1976), Decourt et Quaresma (1982), Lopes et Laprovitera (1988)), sont récapitulés dans les Tableaux V.5, V.6 et V.7.

Tableau V.5 : Capacité portante admissible d'un pieu isolé d'après la méthode de Meyerhof (1976).

SPT	Fiche de Pieu D(m)	Diamètre B(m)	Force portante de pointe Q _p (t)	Force portante Q _F (t)	Charge limite verticale d'un pieu isolé Q _L (t)	Force portante admissible Q _{ad} (t)
SPT 01	10	0,8	253,33	98,01	351,35	87,83
		1	395,84	122,50	518,36	129,59
		1,2	570,01	147,02	717,03	179,25
	11	0,8	259,37	107,81	367,18	91,79
		1	405,26	134,77	540,04	135,01
		1,2	583,58	161,72	745,31	186,32
	12	0,8	259,37	117,62	376,99	94,24
		1	405,26	147,02	552,29	138,07
		1,2	583,58	176,43	760,01	190,00
SPT 02	10	0,8	253,33	103,04	356,38	89,09
		1	395,84	128,80	524,64	131,16
		1,2	570,01	154,56	724,57	181,14
	11	0,8	259,37	113,34	372,71	93,18
		1	405,26	141,68	546,95	136,73
		1,2	583,58	170,02	753,60	188,40
	12	0,8	265,40	123,65	389,05	97,26
		1	414,69	158,33	573,02	143,25
		1,2	597,15	190,00	787,15	196,78
SPT 03	10	0,8	253,33	92,99	346,32	86,58
		1	395,84	116,23	512,08	128,02
		1,2	570,01	139,48	709,49	177,37
	11	0,8	259,37	102,29	361,66	90,41
		1	405,26	127,86	533,12	133,28
		1,2	583,58	153,43	737,01	184,25
	12	0,8	259,37	111,58	370,95	92,74
		1	405,26	139,48	544,75	136,18
		1,2	583,58	167,38	750,56	187,74
SPT 04	10	0,8	265,40	92,99	358,39	89,59
		1	414,69	128,80	543,49	135,87
		1,2	597,15	154,56	751,72	187,93
	11	0,8	271,43	113,34	384,78	96,19
		1	424,11	141,68	565,80	141,45
		1,2	610,72	170,02	780,74	195,18
	12	0,8	277,46	123,65	401,11	100,28
		1	433,54	154,56	588,10	147,02
		1,2	624,29	185,48	809,77	202,44

Tableau V.6 : Force portante admissible d'un pieu isolé d'après la méthode de « Decourt et Quaresma (1982)».

N° SPT	Hauteur du pieu D_i (m)	Diamètre du pieu B (m)	Résistance limite sous la pointe Q_p (t)	Résistance au frottement latéral Q_r (t)	Force portante d'un pieu Q_1 (t)	Capacité portante à l'état de service ELS Q_{adm} (t)
01	10	0,8	211,00	343,30	554,31	241,98
		1,0	329,70	429,13	758,83	324,46
		1,2	395,64	514,96	910,60	389,36
	11	0,8	216,03	377,63	593,66	260,82
		1,0	337,55	472,04	809,59	348,53
		1,2	486,07	566,45	1052,52	445,25
	12	0,8	216,03	411,96	628,00	277,99
		1,0	337,55	514,96	852,51	369,99
		1,2	486,07	617,95	1104,02	471,00
02	10	0,8	211,00	368,42	579,43	254,54
		1,0	329,70	460,53	790,23	340,16
		1,2	474,76	552,64	1027,40	434,57
	11	0,8	216,03	405,26	621,30	274,61
		1,0	337,55	506,56	844,11	365,79
		1,2	486,07	607,87	1093,94	465,96
	12	0,8	221,05	442,09	663,14	294,73
		1,0	345,40	552,60	898,01	391,44
		1,2	497,37	663,13	1160,51	497,36
03	10	0,8	211,00	318,18	529,19	229,42
		1,0	329,70	397,71	727,41	308,75
		1,2	474,76	477,25	952,02	396,88
	11	0,8	216,03	318,16	534,20	231,09
		1,0	337,55	437,48	775,03	331,25
		1,2	486,07	524,98	1011,05	424,51
	12	0,8	216,03	318,18	231,10	231,10
		1,0	337,55	397,73	735,28	311,38
		1,2	486,07	572,73	1058,80	448,39
04	10	0,8	221,05	360,05	581,10	253,71
		1,0	345,40	450,05	795,45	340,16
		1,2	497,37	540,06	1037,44	435,82
	11	0,8	226,08	396,04	622,12	273,38
		1,0	353,25	495,06	848,31	365,28
		1,2	508,68	594,07	1102,75	466,59
	12	0,8	231,10	432,05	663,15	293,06
		1,0	361,10	540,06	901,16	390,39
		1,2	519,98	648,08	116,80	497,63

Tableau V.7 : Force portante admissible d'un pieu isolé d'après la méthode de « Lopes et Laprovitera (1988)».

N° SPT	Hauteur du pieu D_i (m)	Diamètre du pieu B (m)	Résistance limite sous la pointe Q_p (t)	Résistance au frottement latéral Q_f (t)	Force portante d'un pieu Q_i (t)	Capacité portante à l'état de service ELS Q_{adm} (t)
01	10	0,8	318,62	190,05	508,67	201,23
		1,0	318,62	237,57	521,60	284,73
		1,2	716,89	285,08	1001,98	381,50
	11	0,8	326,20	209,06	535,27	213,26
		1,0	509,70	261,32	771,02	300,56
		1,2	733,96	313,59	1047,56	401,45
	12	0,8	323,20	228,06	554,27	222,77
		1,0	509,70	285,08	794,78	312,44
		1,2	733,96	342,10	107,60	415,70
02	10	0,8	318,62	199,80	518,42	206,10
		1,0	497,84	249,75	747,60	290,82
		1,2	716,89	299,70	1016,59	388,81
	11	0,8	326,20	219,78	545,98	218,62
		1,0	509,70	274,73	784,43	307,26
		1,2	733,96	329,67	1063,63	409,48
	12	0,8	333,79	245,61	579,4	234,06
		1,0	521,54	307,10	828,55	327,35
		1,2	751,03	368,41	1119,44	434,54
03	10	0,8	318,62	180,31	498,93	196,36
		1,0	497,84	225,38	723,23	278,64
		1,2	716,89	270,46	987,36	374,19
	11	0,8	326,20	198,34	524,55	207,90
		1,0	509,70	247,92	757,62	293,86
		1,2	733,96	297,51	1031,48	393,41
	12	0,8	236,20	216,37	452,58	186,92
		1,0	509,70	270,46	780,16	305,13
		1,2	733,96	324,56	1058,52	406,93
04	10	0,8	333,79	199,80	533,59	211,16
		1,0	521,55	249,75	771,30	298,72
		1,2	751,03	299,70	105,07	400,15
	11	0,8	341,38	219,78	561,16	223,68
		1,0	533,40	274,73	808,13	315,16
		1,2	768,10	329,67	1097,70	420,86
	12	0,8	348,96	239,76	588,73	236,20
		1,0	545,26	299,70	844,96	331,60
		1,2	785,17	359,64	1144,82	441,54

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des forces portantes admissibles d'un pieu isolé de 1,2 m de diamètre d'après la méthode de « Decourt et Quaresma », « Lopes et Laprovitera » et « Meyerhof ».

N° SPT	Hauteur du pieu D_i (m)	Diamètre du pieu B (m)	Résistance limite sous la pointe Q_p (t)	Résistance au frottement latéral Q_r (t)	Force portante d'un pieu Q_i (t)	Capacité portante à l'état de service ELS Q_{adm} (t)
Méthode de Decourt et Quaresma (1982)						
01	10	1,2	395,64	514,96	910,60	389,36
	11		486,07	566,45	1052,52	445,25
	12		486,07	617,95	1104,02	471,00
02	10		474,76	552,64	1027,40	434,57
	11		486,07	607,87	1093,94	465,96
	12		497,37	663,13	1160,51	497,36
03	10		474,76	477,25	952,02	396,88
	11		486,07	524,98	1011,05	424,51
	12		486,07	572,73	1058,80	448,39
04	10		497,37	540,06	1037,44	435,82
	11		508,68	594,07	1102,75	466,59
	12		519,98	648,08	1116,80	497,63
Méthode Lopes et Laprovitera (1988)						
01	10	1,2	716,89	285,08	1001,98	381,50
	11		733,96	313,59	1047,56	401,45
	12		733,96	342,10	107,60	415,70
02	10		716,89	299,70	1016,59	388,81
	11		733,96	329,67	1063,63	409,48
	12		751,03	368,41	1119,44	434,54
03	10		716,89	270,46	987,36	374,19
	11		733,96	297,51	1031,48	393,41
	12		733,96	324,56	1058,52	406,93
04	10		751,03	299,70	105,07	400,15
	11		768,10	329,67	1097,70	420,86
	12		785,17	359,64	1144,82	441,54
Méthode de Meyerhof (1976)						
01	10	1,2	570,01	147,02	717,03	179,25
	11		583,58	161,72	745,31	186,32
	12		583,58	176,43	760,01	190,00
02	10		570,01	154,56	724,57	181,14
	11		583,58	170,02	753,60	188,40
	12		597,15	190,00	787,15	196,78
03	10		570,01	139,48	709,49	177,37
	11		583,58	153,43	737,01	184,25
	12		583,58	167,38	750,56	187,74
04	10		597,15	154,56	751,72	187,93
	11		610,72	170,02	780,74	195,18
	12		624,29	185,48	809,77	202,44

A priori, d'après les valeurs de la capacité portante d'un pieu foré isolé trouvés, nous recommandons :

- des fondations profondes sur pieux forés en raison de l'importance de l'ouvrage et de la charge transmise au sol.
- une profondeur d'encastrement de 12 m et un diamètre de 1,20 m.

V.4. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe

V.4.1. Modification de la capacité portante sous sollicitations axiales

La charge verticale limite ou capacité portante globale d'un groupe de (N) pieux peut être inférieure à N fois la charge limite d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions.

Le coefficient d'efficacité (C_e) d'un pieu est un coefficient correcteur qui s'applique à la force portante de pieu et permet d'évaluer la force portante de l'un des pieux du groupe, en termes de capacité portante, est défini comme suit (*Frank R., 2003*) :

$$C_e = \frac{\text{Charge limite du groupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec : N le nombre de pieux.

Parmi les différentes méthodes qui ont été avancées pour le calcul de la capacité portante d'un groupe de pieux, nous indiquerons la méthode basée sur le coefficient d'efficacité. Plusieurs formules ont été avancées pour le calcul du coefficient d'efficacité C_e . Nous proposons ici la formule de « *Los Angeles* » :

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)] \dots\dots\dots (V.14)$$

On notera l'existence de la formule de *Converse-Labarre* qui ne s'applique qu'à certains milieux sableux;

$$C_e = 1 - \frac{2 \text{Arctang}(B/d)}{\pi} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \dots\dots\dots (V.15)$$

Dans laquelle :

- m : nombre de rangées ;
- n : nombre de pieux par rangée ;
- B : diamètre d'un pieu ;
- L, d : entraxe des pieux d'une même rangée ;

V.5. Détermination de la capacité admissible du groupe de pieux

V.5.1. D'après les résultats de la méthode de « Meyerhof (1976) »

A. Cas des piles P1, P2 et P3

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1087,469 t** tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **190,0 t** pour le sondage SPT N°01. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6 pieux.

- Choisissons un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3.6 m (3.0Ø) et un nombre de pieux égal à 6 avec deux lignes, pour une profondeur de 12.0 m, puis vérifions le choix.
- Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,76.
- La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = 6 \times C_e \times Q_{aELS}$
 $Q_{gELS} = 6 \times 0,76 \times 190,0 = 867,57 \text{ t} < 1087,469 \text{ t}$ **Condition non vérifiée**
- Prenons le cas de 08 pieux, puis vérifions le choix.

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = 8 \times C_e \times Q_{aELS}$
 $Q_{gELS} = 8 \times 0,76 \times 190,0 = 1130,82 \text{ t} > 1087,469 \text{ t}$ **Condition vérifiée.** Voir la Figure V.2.

B. Cas de la pile P4

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1102.733 t** tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **196.78 t** pour le sondage SPT N°02. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6 pieux.

- Choisissons un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3.6 m (3.0Ø) et un nombre de pieux égal à 8 avec deux lignes, pour une profondeur de 12.0 m, puis vérifions le choix.
- Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,74.
- La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = 8 \times C_e \times Q_{aELS}$
 $Q_{gELS} = 8 \times 0,74 \times 196,78 = 1171,17 \text{ t} > 1102,733 \text{ t}$ **Condition vérifiée.** Voir la Figure V.4.

C. Cas de la Culée 2 Côté Mila

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1872,204 t** tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **202,44 t** pour le sondage SPT N°04. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 10 pieux.

- Choisissons un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 4,8 m (4,0Ø) et un nombre de pieux égal à 12 avec deux lignes, pour une profondeur de 12,0 m, puis vérifions le choix.
- Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,79.
- La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = 12 \times C_e \times Q_{aELS}$
 $Q_{gELS} = 12 \times 0,79 \times 202,44 = 1924,12 > 1872,204 \text{ t}$ **Condition vérifiée**
- Choisissons une autre variante pour les mêmes conditions mais pour trois lignes de pieux (1,2 m de diamètre, un entraxe de 4,8 m (4,0Ø), 12 pieux et 03 lignes, pour une profondeur de 12,0 m), puis vérifions le choix.
- Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,78.
- La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = 12 \times C_e \times Q_{aELS}$
 $Q_{gELS} = 12 \times 0,78 \times 202,44 = 1894,84 > 1872,204 \text{ t}$ **Condition vérifiée.** Voir la Figure V.3.

V.5.2. D'après les résultats de la méthode de « Decourt et Quaresma (1982) »

A. Cas des piles P1, P2 et P3

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1087,469 t** tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **471,0 t** pour le sondage SPT N°01. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 3 pieux.

- Choisissons un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0Ø) et un nombre de pieux égal à 4 avec une ligne, pour une profondeur de 12,0 m, puis vérifions le choix.
- Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,85.
- La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = 4 \times C_e \times Q_{aELS}$
 $Q_{gELS} = 4 \times 0,85 \times 471,0 = 1594,57 \text{ t} > 1087,469 \text{ t}$ **Condition vérifiée.** Voir la Figure V.2.

B. Cas de la Culée 1 Côté Mila

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1872,204 t** tandis que la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **497,36 t** pour le sondage SPT N°02. Le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 04 pieux.

- Choisissons un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0Ø) et un nombre de pieux égal à 06 avec deux lignes, pour une profondeur de 12,0 m, puis vérifions le choix.

Le coefficient d'efficacité C_e est de 0,76.

La capacité portante du groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = 6 \times C_e \times Q_{aELS}$
 $Q_{gELS} = 6 \times 0,76 \times 497,36 = 2271,03 \text{ t} > 1872,204 \text{ t}$ **Condition vérifiée.** Voir la Figure V.3.

Le Tableaux V.9 regroupe les valeurs de la charge limite du groupe de pieux retenues au niveau des différents appuis pour un encastrement (fiche) de 12.0 m de profondeur, 1.20 m de diamètre des pieux.

Ces variantes représentent le meilleur choix de la conception de l'infrastructure de cet ouvrage d'après les trois approches qui répond aux conditions techniques et aux exigences économiques.

Tableau V.9 : Force portante admissible d'un groupe de pieu d'après la méthode de « Decourt et Quaresma » et la méthode de « Lopes et Laprovitera ».

N° SPT	Appui	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de rangé	Nombre de pieu	Entraxe des pieux (m)		Force portante d'un pieu Q_1 (t)	Charge limite du groupe de pieu (t)
Méthode de Decourt et Quaresma (1982)									
01	P01 – P03	12	1,20	1,00	4,00	3,0Ø	3,60	471,00	1594,57
02	Culée 01	12		2,00	6,00	3,0Ø	3,60	497,36	2271,03
03	P04 – P06	12		1,00	4,00	3,0Ø	3,60	448,39	1518,03
04	Culée 02	12		2,00	6,00	3,0Ø	3,60	497,63	2272,26
Méthode de Lopes et Laprovitera (1988)									
01	P01 – P03	12	1,20	1,00	4,00	3,0Ø	3,60	415,70	1407,35
02	Culée 01	12		2,00	6,00	3,0Ø	3,60	434,54	1984,18
03	P04 – P06	12		1,00	4,00	3,0Ø	3,60	406,93	1377,66
04	Culée 02	12		2,00	6,00	3,0Ø	3,60	441,54	2016,15
Méthode de Meyerhof (1976)									
01	P01 – P03	12	1,2	2	8	3,0Ø	3,60	190,00	1130,82
02	Culée 01	12	1,2	2	14	3,0Ø	3,60	196,78	1989,09
03	P04 – P06	12	1,2	2	8	3,0Ø	3,60	187,74	1117,37
04	Culée 02	12	1,2	3	12	4,0Ø	4,80	202,44	1892,55

Figure V.2 : Conception de la semelle et du groupe de pieu d'après la méthode de « Decourt et Quaresma », « Lopes et Laprovitera » et « Meyerhof (1976) » pour les Piles P01, P02 et P03.

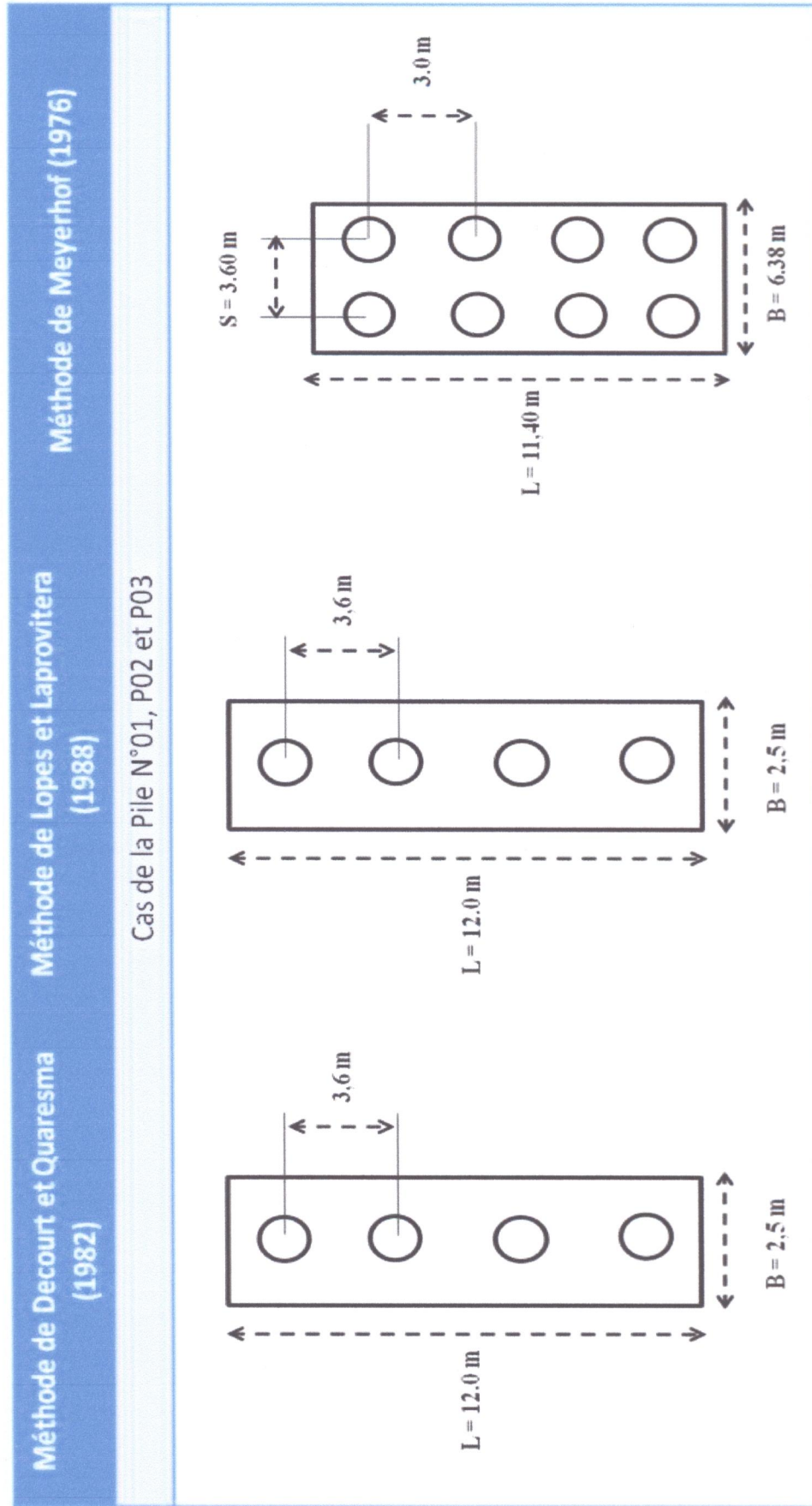


Figure V.3 : Conception de la semelle et du groupe de pieu d'après la méthode de « Decourt et Quaresma », « Lopes et Laprovitera » et « Meyerhof (1976) » pour la Culée C02 Côté Mila.

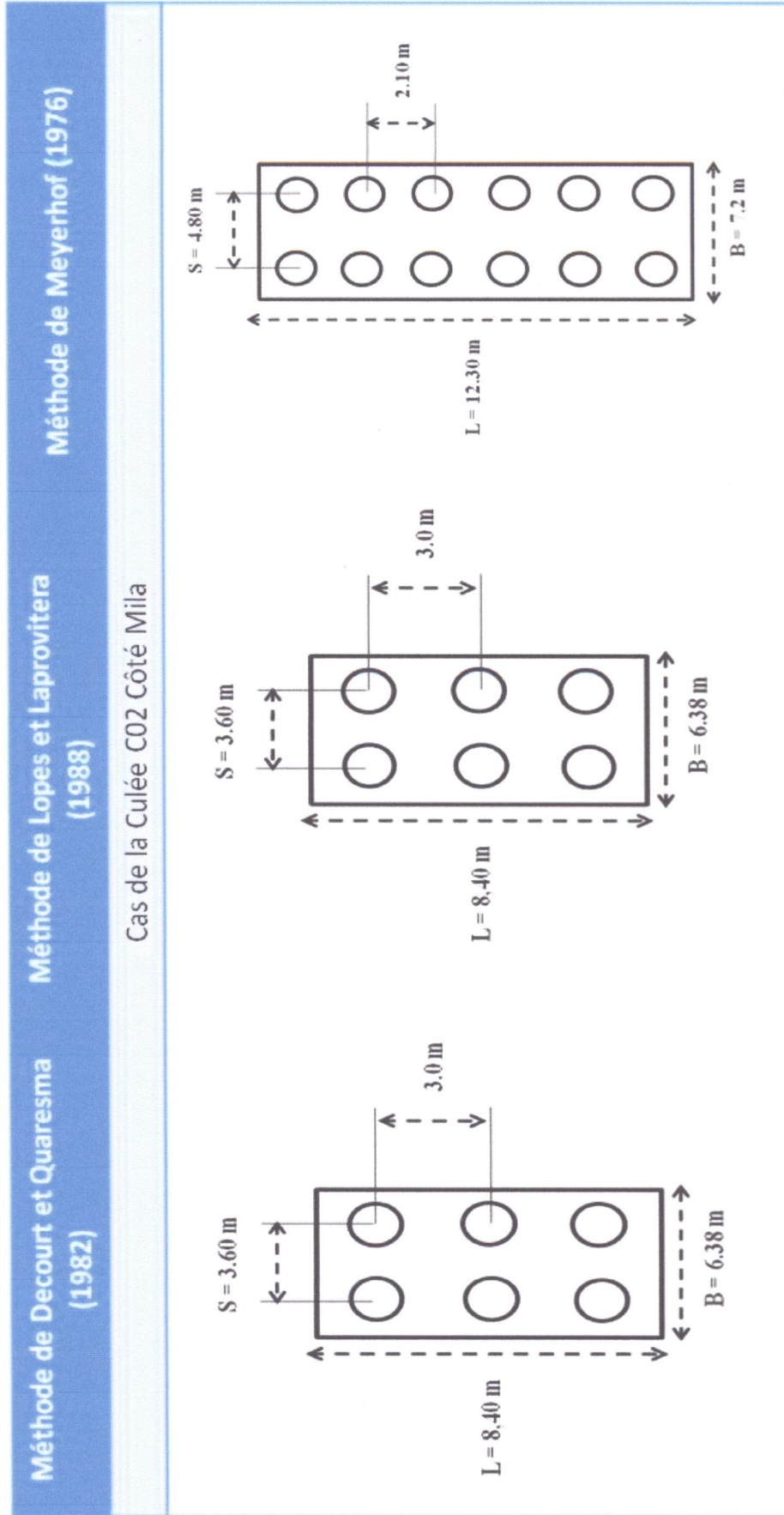
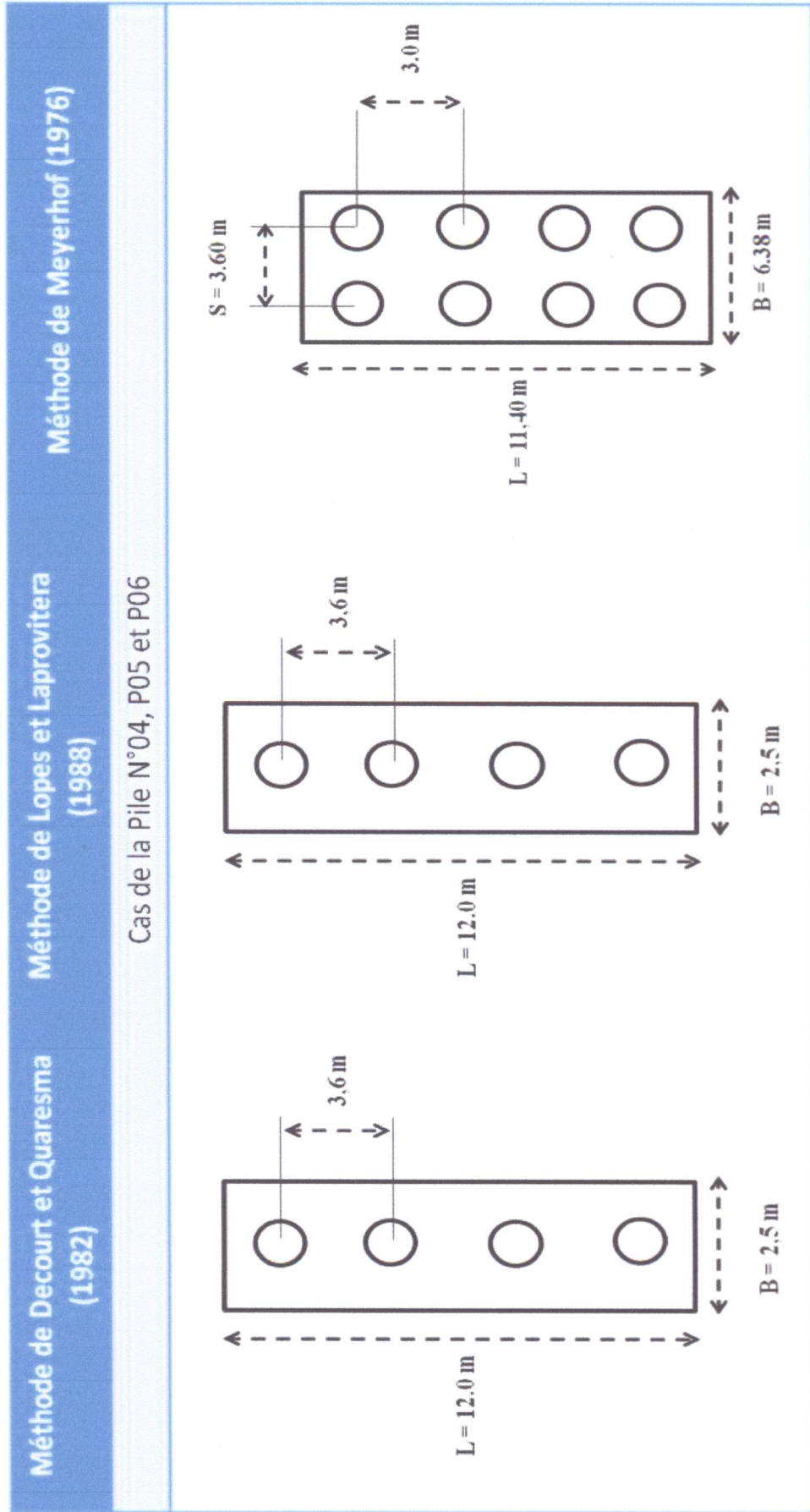


Figure V.4 : Conception de la semelle et du groupe de pieu d'après la méthode de « Decourt et Quaresma », « Lopes et Laprovitera » et « Meyerhof (1976) » pour les Piles P04, P05 et P06.



V.6. Calcul du tassement d'après la méthode de Meyerhof (1976)

Le tassement d'un groupe de pieux est donné par la formule de Meyerhof à travers l'expression suivante :

$$S_G = 0,92q \times \frac{\sqrt{B}}{N} \times I$$

Où : q = pression verticale équivalente nette (Kpa), calculée à partir de $q = \frac{Q}{BL}$.

Q : étant la charge totale transmise aux pieux ;

L et B : la longueur et la largeur respectivement de la surface en plan du groupe de pieux ;

I : coefficient d'influence variant de 0,5 à 1,0 (pour s en mm) ;

Ainsi le tassement du groupe de pieux, pour I pris égal à 0,75.

▪ Exemple de calcul du tassement pour le cas de la pile P1 à et P3

- Dimension de la fondation : $B = 6,38$ m et $L = 8,40$ m
- La charge totale transmise aux pieux : $Q = 10874,69$ KN
- Nombre $N_{SPT} = 43$ (pour 12 m de profondeur)

Alors : $S_G = 0,92 \times [(10874,69 / (6,38 \times 8,40))] \times \frac{\sqrt{6,38}}{43} \times 0,75 = 8,22$ mm

$$S_G = 8.22 \text{ mm}$$

Tableau V.10: Résultats de calcul des tassements pour les différents pieux.

Appui	Semelle		Nombre SPT	Charge de structure à l'ELS Q (KN)	Tassement S en mm	Moyenne
	Longueur L (m)	Largeur B (m)				
Pile 1 à 3	8,40	6,38	43	10874,69	8,22	8,88
Pile 4	8,40	6,38	43	11027,33	8,34	
Pile 5	8,40	6,38	43	11119,74	8,41	
Pile 6	8,40	6,38	43	11086,69	8,38	
Culée 1	11.40	6.38	44	18722,04	10,2	
Culée 2	11.40	6.38	46		9,75	

V.7. Analyse comparative entre les différents résultats obtenus

V.7.1. Bilan des résultats obtenus pour chaque méthode

Dans ce tableau qui suit nous récapitulons l'ensemble des résultats obtenus.

Tableau V.11 : Récapitulatif des résultats obtenus par chaque approche.

			Méthode Decourt et Quaresma	Méthode Lopes et Laprovitera	Méthode Meyerhof	
Caractéristiques des pieux obtenus	Profondeur d'investigation (m)	Pile 1, 2 et 3		12		
		Culée 1		12		
		Pile 4, 5 et 6		12		
		Culée 2		12		
	Diamètre (m)	Pile 1, 2 et 3				
		Culée 1	1,20	1,20	1,20	
		Pile 4, 5 et 6				
		Culée 2				
	Nombre	Pile 1, 2 et 3	04	04	08	
		Culée 1	06	06	14	
		Pile 4, 5 et 6	04	04	08	
		Culée 2	06	06	12	
Capacité portante (t)	Pieux isolés	ELS	Pile 1, 2 et 3	471,00	415,70	190,00
			Culée 1	497,36	434,54	196,78
		ELS	Pile 4, 5 et 6	448,39	406,93	187,74
			Culée 2	497,63	441,54	202,44
	Groupe de pieux	ELS	Pile 1, 2 et 3	1594,57	1322,20	1130,82
			Culée 1	2271,03	1984,18	1989,09
		ELS	Pile 4, 5 et 6	1426,18	1294,31	1117,37
			Culée 2	2272,26	2016,15	1892,55
Tassement (mm)	Groupe de pieux	Pile 1, 2 et 3	/	/	8,22	
		Pile 04	/	/	8,34	
		Pile 5	/	/	8,41	
		Pile 06	/	/	8,38	
		Culée 01	/	/	10,2	
		Culée 02	/	/	9,75	

V.8. Analyses et interprétations des résultats obtenus

V.8.1. Capacités portantes admissibles obtenues par chaque méthode

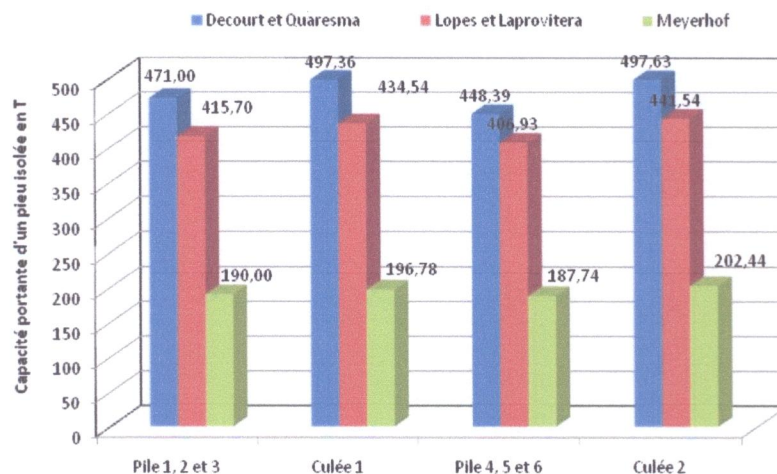


Figure V.5 : Capacité portante admissible en (tonne) d'un pieu isolé pour chaque méthode.

Le dimensionnement des fondations à partir des trois méthodes à savoir la méthode Decourt et Quaresma, la méthode Lopes et Laprovitera et la méthode Meyerhof a donné différents résultats de capacité portante pour un pieu isolé sous chargement axial.

L'analyse des résultats obtenus donne une capacité portante admissible plus élevée égale à 471,00 t pour la méthode Decourt et Quaresma, puis suit celle donnée par la méthode Lopes et Laprovitera qui est égale à 415,70 t et enfin une valeur de 190,00 t par la méthode Meyerhof. Le diagramme de la Figure V.5 montre un écart de 281,00 t entre la capacité obtenue par la méthode Decourt et Quaresma et celle obtenue par la méthode Meyerhof qui est relativement élevé. Cet écart est relativement faible par comparaison avec la méthode Lopes et Laprovitera qui donne un écart de 55,30 t.

Ces différences peuvent s'expliquer par la traduction des approches proposées dans l'estimation de certains paramètres telle que le facteur de portance K_S et le facteur de frottement latéral n_S . Pour la méthode Meyerhof, la différence obtenue avec les autres méthodes est très significative, ce qui mériterait une étude plus approfondie quant à son applicabilité.

V.8.2. Le nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode

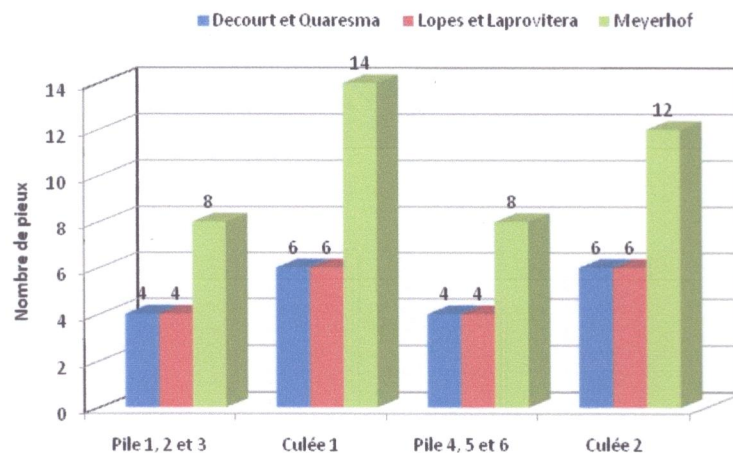


Figure V.6: Nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode.

Compte tenu des surcharges déterminées par la descente de charge, le nombre des pieux obtenus pour reprendre ces surcharges, afin d'assurer les différentes conditions de stabilité, montre différents résultats.

Le nombre de pieux obtenus au niveau des piles par la méthode Decourt et Quaresma, est de 04 pour les piles et 06 pour les culées. Ce même nombre est obtenu par le dimensionnement par la méthode Lopes et Laprovitera. Mais la méthode de Meyerhof donne un nombre plus important qui est de 12 et 14 pour les culées et 08 pour les piles. Alors la méthode Meyerhof donne toujours un nombre plus élevé qui est du double.

Les résultats obtenus pour le calcul du nombre de pieux, pour chaque méthode, étaient prévisibles dans la mesure où le nombre de pieux est en corrélation directe avec la capacité portante. Mais il faut voir dans cette comparaison d'autres aspects du dimensionnement à savoir l'aspect temps d'exécution et l'aspect coût.

Dans notre cas, on peut dire que le dimensionnement par la méthode Decourt et Quaresma ainsi que Lopes et Laprovitera est plus économique que celle de la méthode de Meyerhof. En effet, par la méthode Decourt et Quaresma et la méthode Lopes et Laprovitera donnent des résultats à peu près voisins. La méthode de Meyerhof donne un nombre de pieux qui s'écarte complètement des autres. Ce qui, en termes de coût et de temps d'exécution, peut élever le montant d'un projet.

V.8.3. Les tassements obtenus par la méthode de Meyerhof

L'évaluation des tassements des groupes de pieux à partir de la méthode Meyerhof a donnée respectivement : 8,22 mm pour les piles 1, 2 et 3, 10,20 mm pour la culée 1 et 09,75 mm pour la culée 2 avec une moyenne de 08.88 mm. Mais pour les autres méthodes, nous ne disposons pas de formules permettant d'évaluer les tassements pour les fondations profondes.

Les valeurs obtenues sont relativement faibles et correspondent à des tassements admissibles (inférieur à 90 mm pour la norme française). L'analyse de ces résultats permet de dire que la méthode Meyerhof évalue correctement les tassements de fondation sur pieux dans notre cas.

V.9. Conclusion

Le dimensionnement des fondations de l'ouvrage d'art sur Oued El-Kébir au niveau de Sidi Maarouf, avec différentes méthodes a permis d'obtenir des résultats qui ont fait l'objet de notre analyse.

Ainsi cette analyse a permis de voir de façon nette la différence entre les méthodes utilisées pour le dimensionnement des fondations profondes. Elle a permis aussi d'apprécier l'adéquation ou l'inadéquation de l'application d'une méthode dans un projet de dimensionnement de fondation profonde dans ce cas bien défini.

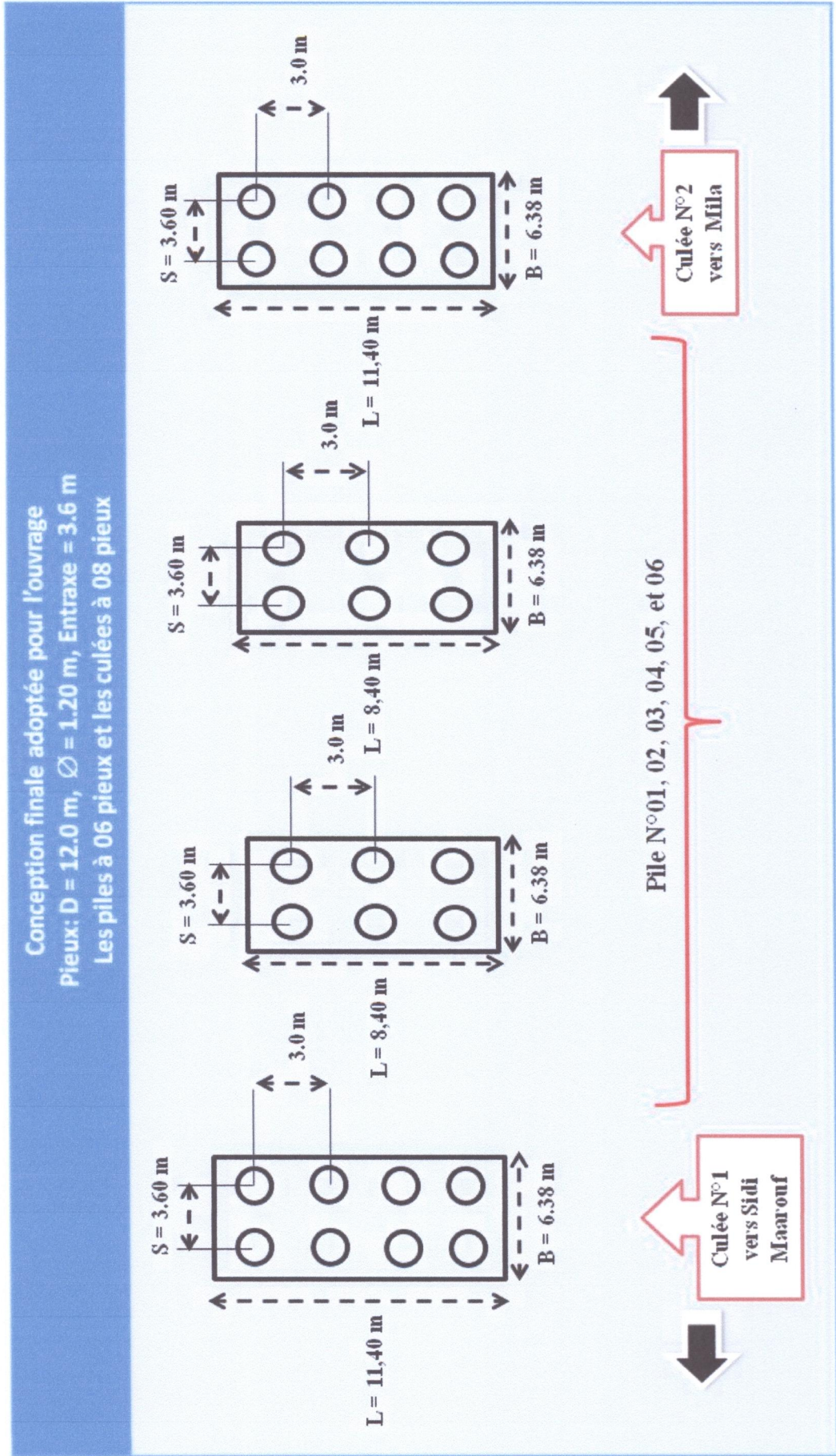
En vue des résultats trouvés, on recommande de :

- ⇒ fonder les piles sur un groupe de pieu composé de 06 pieux (02 rangées) de diamètre 1,20 m, une longueur de 12,0 m et un entre axe de 3,60 m avec une charge limite du groupe égale à 1594,57 tonne (Tableau V.12).
- ⇒ Pour les culées, elles seront fondées sur un groupe de 08 pieux, fichés à 12,0 m, un diamètre de 1,20 m, un entraxe de 3.6 m et une charge limite du groupe de pieux de 2272,26 tonne (Tableau V.12).

Tableau V.12 : Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur, diamètre et entraxe des pieux).d'après la méthode de Decourt et Quaresma.

Appui	Longueur du pieu (m)	Diamètre du pieu (m)	Nombre de pieu	Entraxe des pieux (m)	Charge limite du groupe de pieu (t)	Charge de structure à l'ELS (t)
Pile 1, 2 et 3	12	1,20	6,00	3,60	1594,57	1087,469
Pile 4, 5 et 6	12	1,20	6,00	3,60	2271,03	1111,974
Culée 1	12	1,20	8,00	3,60	1518,03	1872,204
Culée 2	12	1,20	8,00	3,60	2272,26	1872,204

Figure V.7 : Vue en plan de la conception du système de fondation adoptée pour le cas de notre ouvrage (Pont sur Oued El- Kébir Sidi Maarouf).

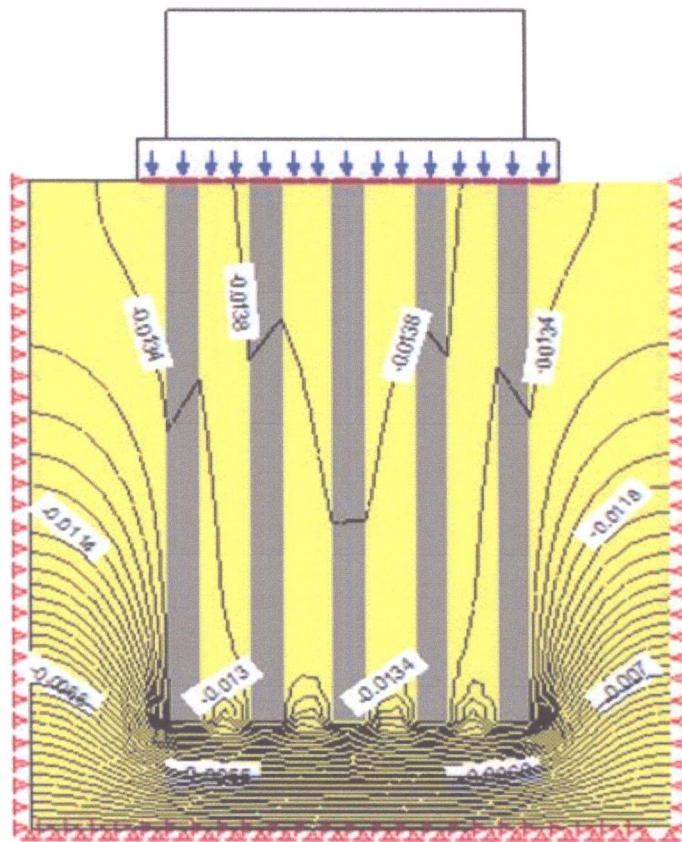


CHAPITRE VI

MODELISATION

DEL'INTERACTION SOL-

STRUCTURE



VI.1. Introduction

La méthode des éléments finis peut être utilisée pour étudier les configurations géométriques des fondations, la résolution pratique des problèmes d'interaction sol-fondation-structure, et notamment le calcul des déplacements des fondations profondes.

Le point le plus délicat pour l'application de la méthode à l'étude des interactions sol-structure est évidemment la définition du comportement du sol de fondation. Cette définition peut se faire soit sous la forme de caractéristiques simples (du type module d'Young et coefficient de Poisson, dans le cas où l'on choisit l'élasticité linéaire isotrope), soit sous la forme d'équations ou de modèles rhéologiques plus ou moins sophistiqués. Dans la pratique, les règles de justification des fondations conduisent à limiter les charges appliquées et l'on est souvent dans le domaine pseudo-linéaire du comportement charge-tassement, justiciable d'une modélisation du sol par un milieu continu élastique linéaire isotrope.

VI.2. Logiciel SIGMA/W

VI.2.1. Introduction

Le logiciel SIGMA/W est un logiciel d'éléments finis qui permet l'analyse contrainte-déformation de nombreux problèmes en mécanique des sols et des roches. Outre la possibilité de simuler l'interaction sol-structure, SIGMA/W permet de modéliser des problèmes de construction par étape, où les conditions aux frontières peuvent changer avec le temps. Pour l'analyse de la consolidation (déformation en raison d'un changement des pressions interstitielles) SIGMA/W peut être couplé avec SEEP/W pour une analyse interactive des changements des pressions interstitielles et des déformations. Une analyse partiellement couplée est aussi possible pour certaines applications.

VI.2.2. Modélisation numérique par éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) consiste à discrétiser un domaine et résoudre un système des équations en dérivées partielles (EDP) dont on cherche une solution approchée. Sauf cas particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème; dans la MEF, cet espace est défini à l'aide du maillage (composé des éléments finis).

L'analyse par les méthodes des éléments finis permet de modéliser des géométries complexes des ouvrages, l'hétérogénéité du comportement des matériaux, le comportement non linéaire des sols et des roches, le couplage entre les comportements mécanique et hydraulique et autres aspects essentiels.

Les logiciels de calcul par éléments finis sont de plus en plus nombreux dans le domaine de la géotechnique et deviennent de plus en plus sophistiqués. L'utilisation de ces logiciels doit être conduite en toute connaissance des limites des logiciels et des spécificités des matériaux.

La Figure VI.1 représente les trois aspects fondamentaux de la modélisation numérique par éléments finis: la discrétisation du maillage, les conditions aux limites et les propriétés des matériaux.

A. Discrétisation du maillage

SIGMA/W 2007 utilise des algorithmes spécifiques à des problèmes géotechniques, permettant de développer et d'assigner automatiquement un maillage à la géométrie. En revanche, les limites des capacités de calcul des ordinateurs contraignent l'utilisateur à contrôler cette discrétisation automatique générée par ces algorithmes disponibles, afin d'arriver à un équilibre entre le temps de calcul et la précision de la solution. Une analyse de sensibilité de maillage est essentielle avant de l'utiliser pour des calculs d'application.

B. Conditions aux frontières

Établir les bonnes conditions aux frontières est une étape essentielle pour une bonne définition du problème et une modélisation numérique adéquate. Il existe plusieurs types de conditions aux frontières disponibles sur SIGMA/W : Contrôle du déplacement, des forces, de la pression de fluide, des débits hydrauliques, etc.

Le logiciel SIGMA/W permet d'appliquer ces conditions aux frontières sur les nœuds et sur les segments des éléments. Des conditions initiales peuvent être appliquées au début de chaque étape de simulation.

C. Modèles et propriétés

SIGMA/W 2007 permet d'utiliser 5 modèles constitutifs déjà construits dans le code: linéaire élastique, élastique-anisotrope, élastique non linéaire (hyperbolique), élastoplastique (ÉP-MC) et le modèle Cam-Clay modifié (CCM). SIGMA/W 2007 permet aussi aux utilisateurs d'introduire leurs propres modèles («User defined models») afin de mieux représenter le comportement de certains matériaux. Le choix de chaque modèle dépend du type d'analyse que l'utilisateur souhaite effectuer (analyse avec ou sans pressions interstitielles par exemple) et du type de matériau modélisé.

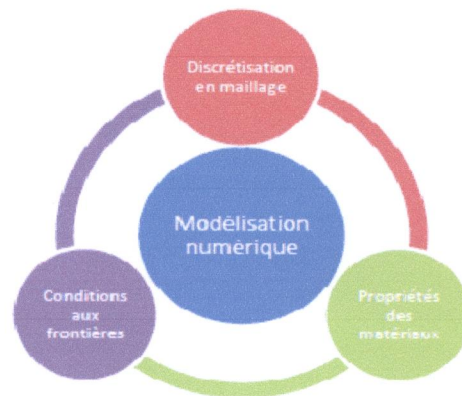


Figure VI.1 : Fondamentaux de la modélisation numérique des problèmes géotechniques (adaptée par GeoSlope, 2007).

VI.3. Application au projet de pont sur oued El-Kébir PK 17+440

a. Géométrie du problème

Dans le cas du présent projet de pont sur oued El-Kébir PK 17+440, et en fonction des propositions faites lors du chapitre étude de dimensionnement des fondations profondes, la variante qui a été retenue. Voir Figure VI. 2:

- fondation sur un groupe de pieux (06) pieux (02 rangées), diamètre des pieux 1,20 m, un entre axe de 3,0 m et des profondeurs de 12 m pour les piles.
- fondation sur un groupe de huit (08) pieux (02 rangées), diamètre des pieux 1,20 m, un entre axe de 3,0 m et des profondeurs de 12 m pour les culées.

La figure ci-dessous présente la géométrie du modèle (cas des culées à 08 pieux) qui sera pris en considération dans la modélisation et l'estimation des tassements.

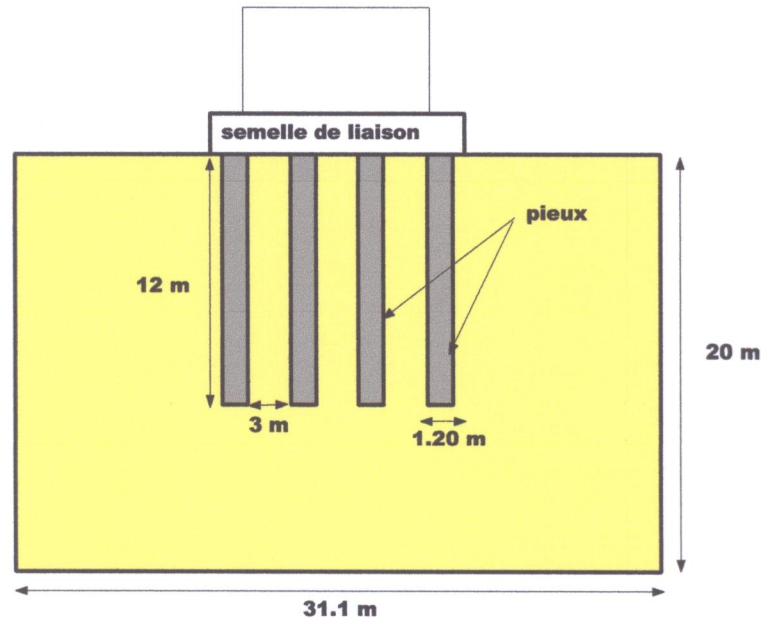


Figure VI.2 : Géométrie et disposition des pieux (cas d'un groupe de 08 pieux « Culée »).

b. Définition des paramètres des matériaux

Il convient de définir les différentes propriétés des matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, etc.), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

Pour le cas de notre projet, les valeurs des caractéristiques physico-mécaniques des terrains de fondation et des pieux pris en considération dans la modélisation sont présentées dans le Tableau VI.1 ci-après :

Tableau VI.1 : Paramètres physico-mécaniques du sol des pieux.

Paramètre	Symbole	Alluvions	Pieu	Unité
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	Linear-Elastic	-
Poids volumique humide	γ_d	20.7	25	KN/m ³
Module de Young	E_{ref}	50000	$3,2 \cdot 10^7$	KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.33	0.20	-
Cohésion	C	0	-	KN/m ²
Angle de frottement	φ	39	-	°

c. Génération du maillage

L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément. La maille triangulaire été la maille utilisée pour la modélisation du présent projet avec une largeur de 0,5 m, un nombre d'éléments de 5662 et 2935 nœuds (Figure VI.3), pour les conditions aux limites le tassement et pris égale à zéro par rapport à x et y aux extrémités de la géométrie du problème, par contre pour la contrainte transmise par la superstructure, elle varie en fonction de pieux. Voir Tableau VI.2.

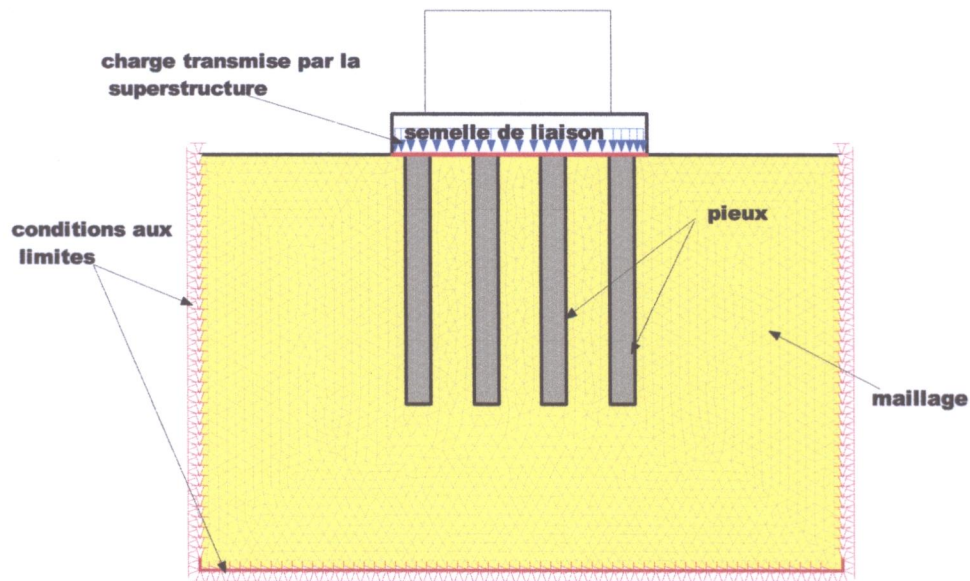


Figure VI.3 : Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites
(Cas d'un groupe de 08 pieux).

☞ Modélisation du cas de la culée C01 et C02 « groupe de 08 pieux »

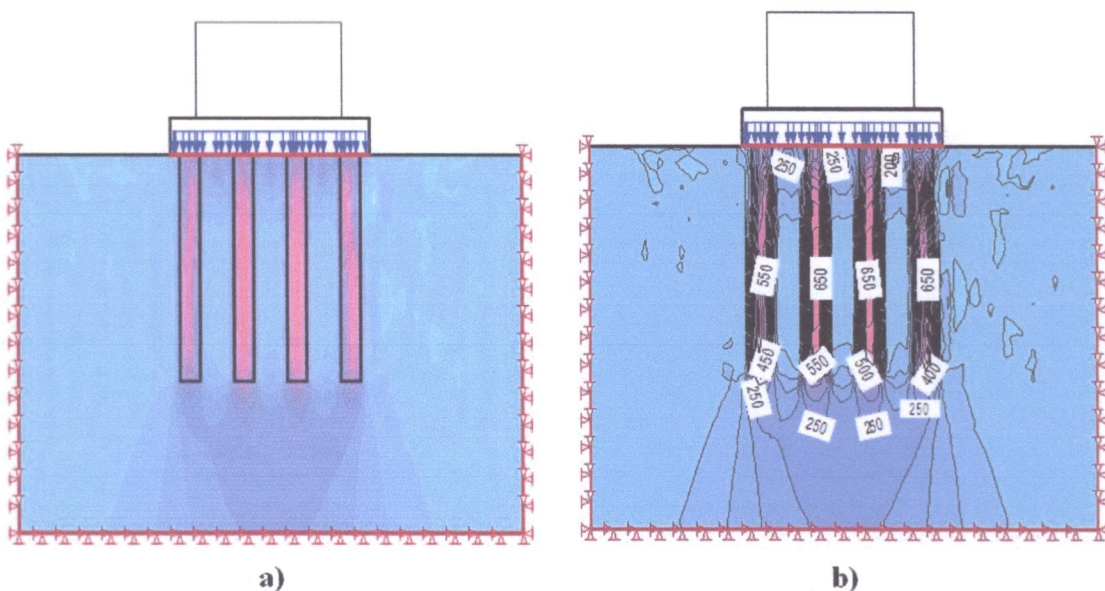


Figure VI.4 : Iso-valeurs de la contrainte totale (cas de groupe de 08 pieux).
a) zone b) courbe

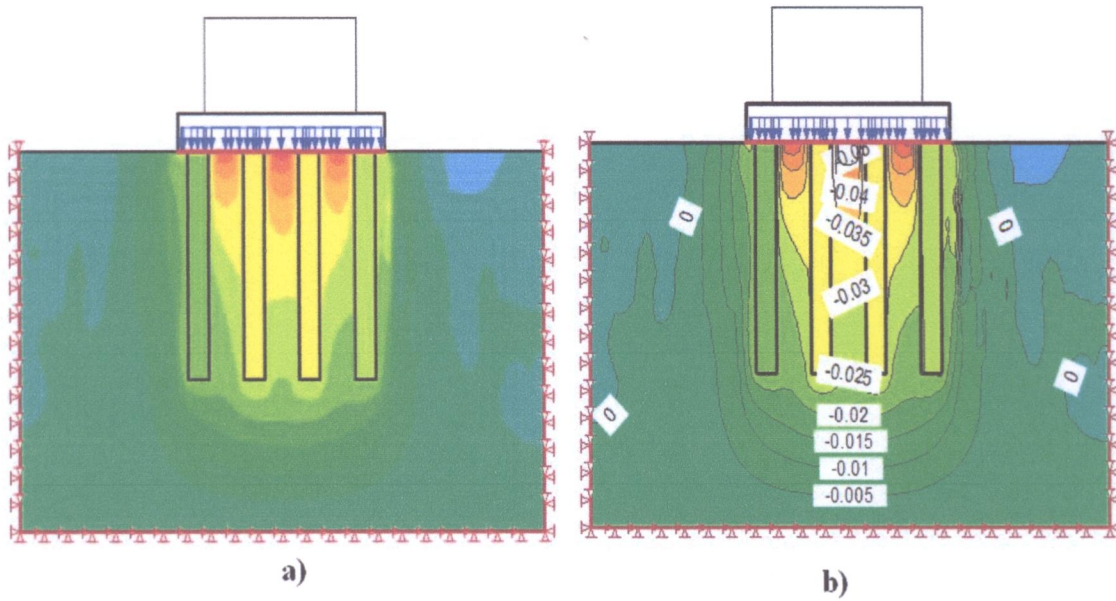


Figure VI.5: Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 08 piles).
a) zone b) Courbe

Modélisation du cas de la Pile N°01 « groupe de 06 piles »

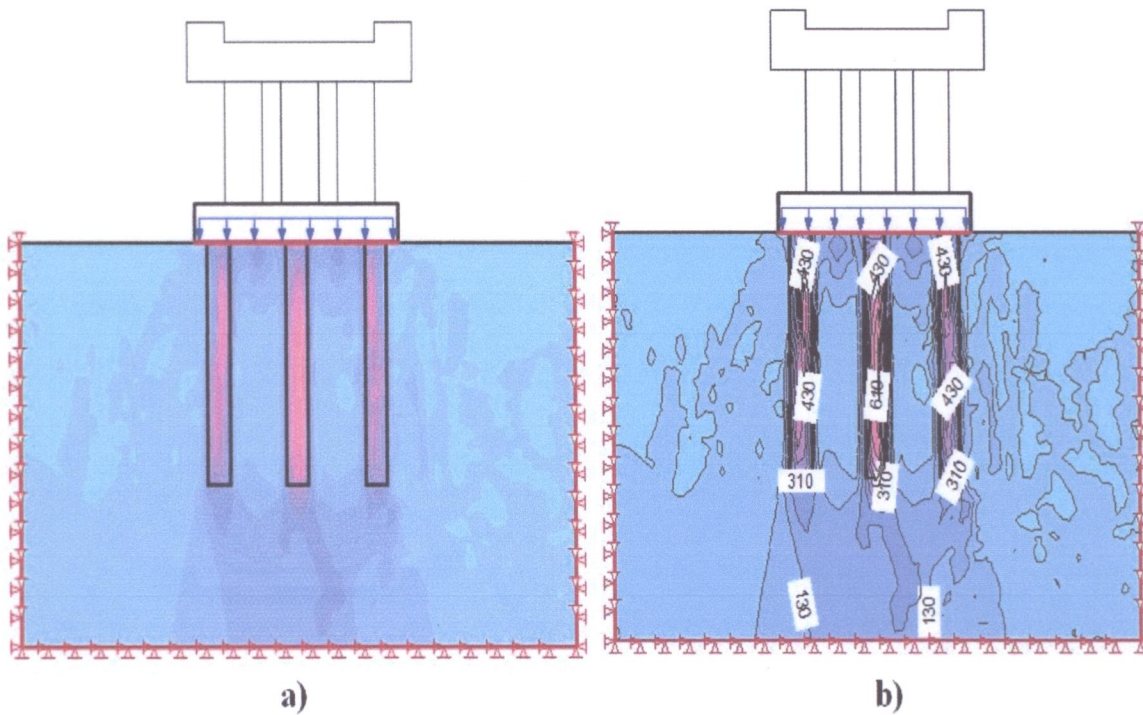


Figure VI.6 : Iso-valeurs de contrainte totale (cas de groupe de 06 piles).
a) zone b) courbe

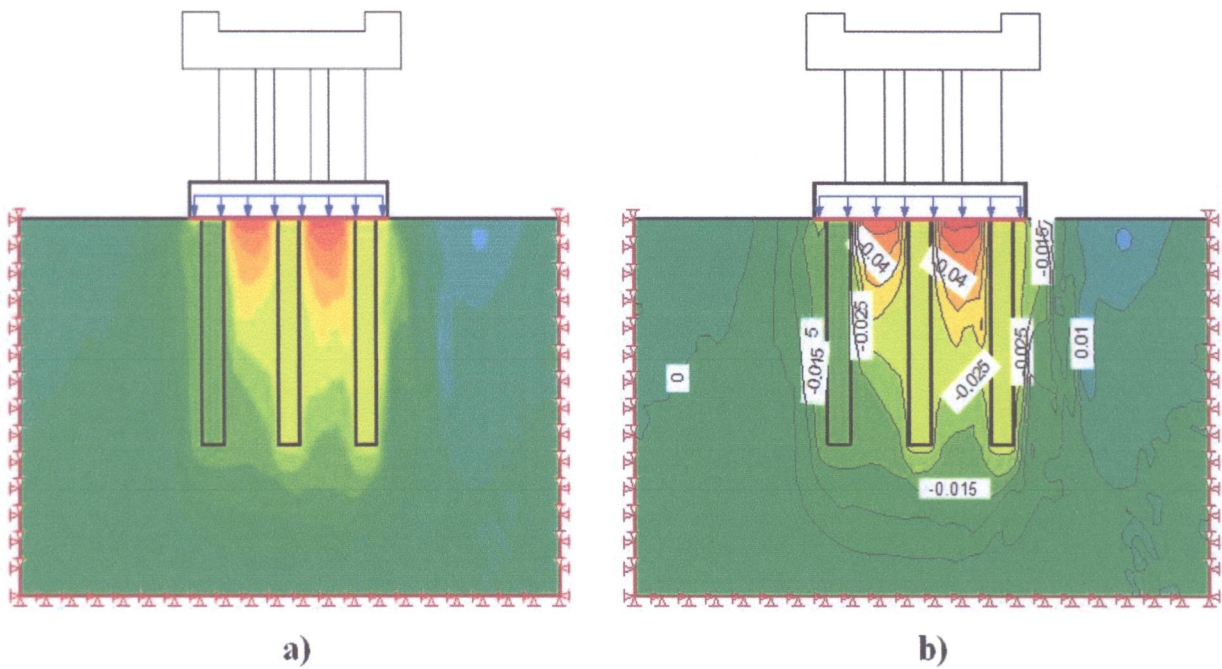


Figure VI.7: Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 06 pieux)
 a) zone b) Courbe

Modélisation du cas de la Pile N°05 « groupe de 06 pieux »

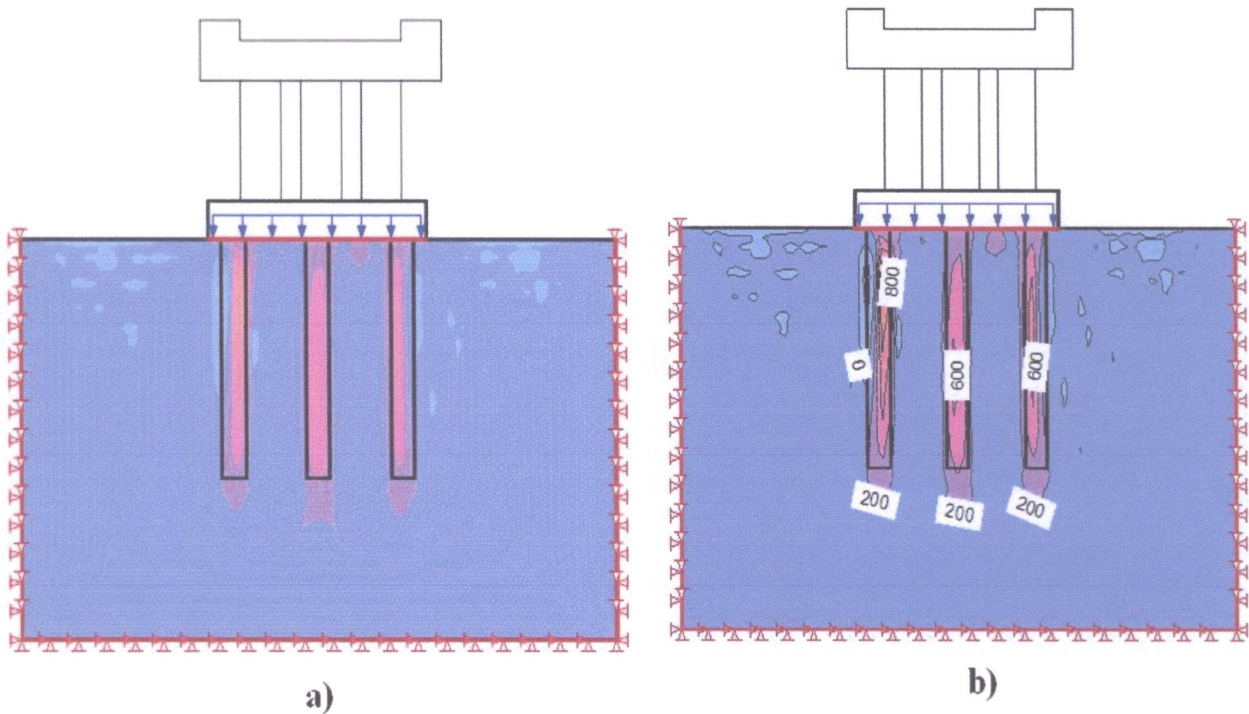


Figure VI.8: Iso-valeurs de contrainte totale (cas de groupe de 06 pieux).
 a) zone b) courbe

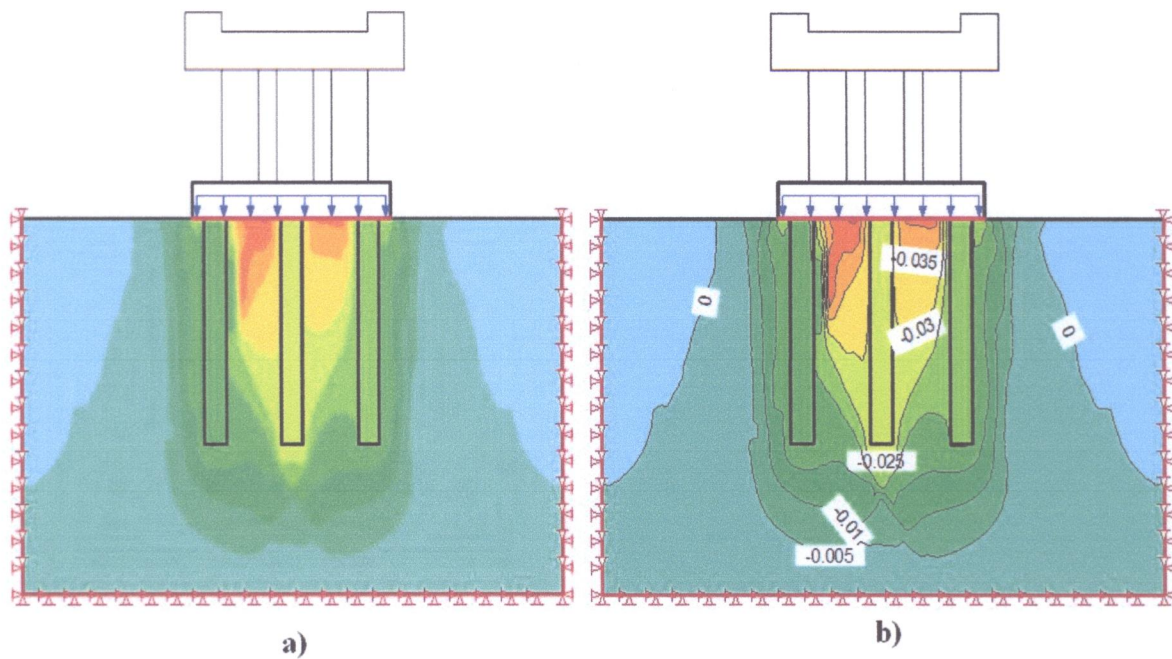


Figure VI.9: Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 06 pieux).
a) zone b) courbe

VI.4. Conclusion

La modélisation des différents pieux de l'ouvrage, en fonction des caractéristiques géométriques (\varnothing des pieux de 1,20 m, groupe de 06 et 08 pieux, entraxe de 3.0 m avec profondeur de 12 m), a permis de constater que :

- les charges transmises par la superstructure sont essentiellement reprises par les fondations (pieux), d'où on constate une concentration des contraintes à l'intérieur des pieux (Figure VI.4, VI.6, VI.8) avec des valeurs de 650 Kpa pour les culées, 800 Kpa pour la pile N°01 et N°05.
- les tassements du groupe de pieux pour les différents pieux sont admissibles ($<$ à 90 mm pour la norme française), d'après le Tableau VI.2 ci-dessous:

Tableau VI.2 : Valeurs du tassement du groupe de pieux pour les différents pieux.

Éléments	Contraintes en Kpa	Tassement en (cm)	Tassement moyen en cm
Pile 01, 02,03	202.92	5.31	
Pile 04	205.76	4.54	
Pile 05	207.49	5.47	5.05
Pile 06	206.87	4.57	
Culées C 01, C 02	257.41	5.35	

CHAPITRE VII
LES ENJEUX GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE



VII.1. Introduction et problématique

L'implantation des ouvrages de génie civil et travaux publics d'intérêt communs engendrent toujours des impacts sur l'environnement certains positifs et d'autres négatifs.

Quoique qu'on tente toujours de dramatiser l'impact « effet négatif » d'un projet, on reconnaît qu'il n'y ait point de développement durable ni d'essor social en l'absence d'infrastructures modernes. Dans le cas de notre projet d'étude le pont projeté sur Oued El Kébir au PK 17+440 suscite de nombreuses inquiétudes concernant le désir de promouvoir une région dans un environnement inadéquat.

Un enjeu en général exprime les conséquences que peut engendrer l'implantation de l'ouvrage sur le plan géologique, géotechnique ainsi que sur le plan socio-économique.

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire des terrains induits par des sollicitations naturelles (pluviométrie anormalement forte, séisme etc.) ou anthropiques (terrassement, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappes phréatiques). Ces mouvements peuvent être à l'origine de la dégradation du bâti et ou des infrastructures voire de leur destruction et donc freiner les développements économiques et sociaux des populations.

VII.2. Les enjeux géologiques et géotechniques

Ce projet recèle beaucoup d'incertitudes d'origine géologique et géotechnique, cet état de fait a été constaté suite aux différentes sorties sur site que nous avons effectuées :

VII.2.1. Les enjeux géologiques

A. Les risques liés à la nature lithologique du site

- La coupe géologique le long du projet présente des incertitudes due aux informations limitées (manque des données géophysiques).
- le risque lié au gonflement des terrains constituant les berges (marnes).
- le risque dû à la présence des évaporites du trias.
- Le risque d'érosion des alluvions sous-piles (formation meubles).
- Zones à incidences potentielles sur les berges. Voir la Figure VII.1.



Figure VII.1: Erosion active des berges à lithologie marneuse (Oued El Kébir-Sidi Maarouf).

B. Les risques liés à la structure géologique

- ✓ Le contexte tectonique conjugué aux variations brusques de lithologie peut être à l'origine d'états de contrainte particulièrement anormaux.
- ✓ Le site de l'ouvrage est un lieu proche du contact de suture lithosphérique avec ce que cela pourrait induire comme déformations associées (failles inverses actives).
- ✓ La présence des failles ou karsts dans une zone contribue à fragiliser voire à ruiner l'ouvrage, soit par cisaillement et rupture pour le premier cas et par effondrement pour le second.
- ✓ Risque de rupture instantané des talus des berges lié aux caractéristiques intrinsèques des matériaux marneux. Voir la Figure VII.2.



Figure VII.2 : Lignes de rupture potentielles au surplomb des berges(2015).

C. Les risques d'érosion des berges

a. Définition

L'érosion des berges est un processus naturel qui affecte, à divers degrés, les berges des cours d'eau et des lacs.

Le phénomène de l'érosion des berges est généralement lent et graduel mais dans certains secteurs, compte tenu de la nature des sols et de la configuration morphologique du site, ce phénomène peut avoir des répercussions inattendues sur les ouvrages.

b. Typologie d'érosions des berges

On distingue plusieurs types d'érosions, qui affectent la berge :

- **L'affouillement**

Il correspond à l'érosion localisée au pied de la berge, principalement engendrée par le batillage. La berge adopte un profil caractéristique en « surplomb », provoquant une instabilité de la partie haute du talus.

L'affouillement est un phénomène d'érosion qui peut engendrer des effondrements, des ruptures des digues et la déstabilisation des piles de pont.

Prédire l'affouillement au niveau des piles des ponts est donc essentiel à fin de mesurer d'éventuelles conséquences indésirables sur les aménagements envisagés.

- **Le glissement (lié à la nature marneuse)**

Il est marqué par un déplacement en masse des matériaux depuis le sommet de la berge vers le pied de celle-ci et le lit mineur. Voir la Figure VII. 3.

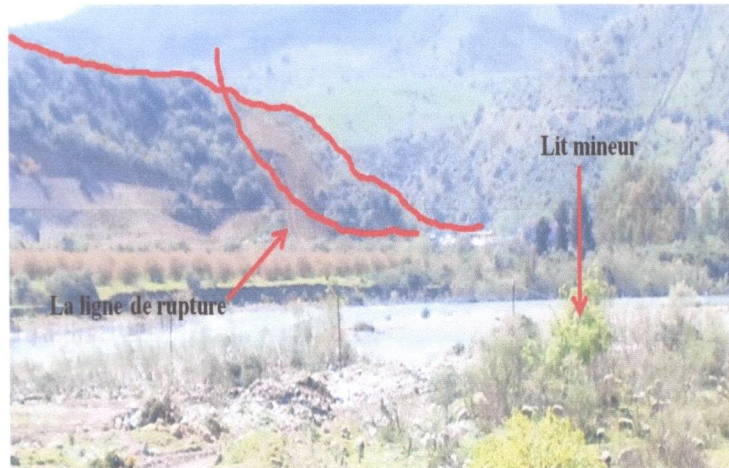


Figure VII.3 : Risque de rupture causant des perturbations des écoulements au sein du lit mineur (2015).

- **Le sapement**

Il s'agit d'une érosion touchant la berge dans son ensemble et générant un profil vertical typique. L'érosions s'expriment généralement par la succession de plusieurs de ces phénomènes. Ainsi, le glissement est généralement la phase qui suit un affouillement important. Voir la Figure VII.4.

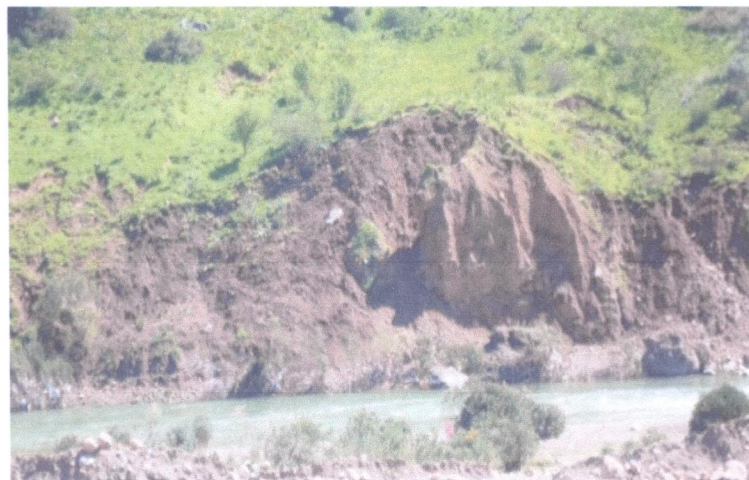


Figure VII.4 : Exemple de sapement de berge par verticalisation du talus (2015).

- **L'érosion Tangentielle**

Elle s'exprime en bas des berges de l'ouvrage par l'arrachement des particules à l'aide des forces du courant responsables du cisaillement tangentiel.

c. Processus conduisant à la dégradation des berges

La dégradation des berges se produit généralement selon un processus qui combine à la fois le pouvoir érosif de l'eau et l'effet gravitaire. Dans certains cas s'ajoute un phénomène plus particulier qu'est la boulangerie.

• Le pouvoir érosif de l'eau

Lorsque la vitesse du courant et la turbulence arrivent à vaincre le poids des particules et leur force de cohésion, il y a érosion. De ce fait, les sols cohésifs résistent mieux à l'érosion que les sols pulvérulents.

• L'effet gravitaire

Le glissement des talus survient lorsque les matériaux composant la berge ne peuvent plus résister aux forces gravitaires.

Ce mécanisme survient plutôt dans des sols cohésifs qui sont capables de retenir de grandes quantités d'eau, ce qui ajoute du poids à la berge et réduit les forces de cohésion entre les particules. Le détachement des panneaux de la berge peut conduire à la déstabilisation de la culée dans notre cas particulièrement.

• La boulangerie

Le glissement s'observe aussi fréquemment lorsqu'il y a résurgence de la nappe phréatique au niveau du talus. Les sols stratifiés où un horizon de sol pulvérulent se trouve sur un horizon de sol cohésif sont les plus sensibles à ce type d'érosion. Le phénomène résulte de la pression de la nappe phréatique sur la berge lorsque le niveau de celle-ci est supérieur au niveau de l'eau dans le cours d'eau. Ce phénomène se nomme « boulangerie ».

d. Autres phénomènes d'érosion des berges

- Erosion au droit d'un obstacle sur le tracé du cours d'eau (berges de méandre, piles de pont, culée de pont).
- Les tourbillons d'eau accélèrent la mise en suspension des sédiments et leur mise en mouvement. On les rencontre dans les confluits d'oued et les méandres.
- D'autre part, une crue torrentielle et soudaine peut arracher du matériel géologique des berges d'une façon instantanée (chutes de blocs, écroulement, phénomène de grande ampleur plusieurs centaines voir milliers de m³ qui s'écroulent brutalement).
- Un autre phénomène qui entre en ligne de compte des instabilités c'est l'aléa érosion des berges supportant une partie de l'ouvrage.
- Le rétrécissement du lit mineur a pour conséquence l'accélération du phénomène d'érosion des berges suite au changement hydromorphologique des berges et l'assèchement de celles-ci.
- Le terrain menacé par l'instabilité pourra-t-il supporter un ouvrage comme celui qu'on vient de proposer sa construction.
- Les pieds des piles de pont, des berges ou des digues sont également soumis à des sollicitations extrêmes lors des crues et inondations, pouvant remettre en cause la stabilité des ouvrages et entraîner brutalement ou par vieillissement leur ruine.

VII. 2.2. Les enjeux géotechniques

A. présentation

La nécessité de doubler l'ouvrage trouve son origine d'une part dans l'augmentation du trafic routier entre la wilaya de Jijel et celle de Constantine et d'autre part dans le vieillissement du pont existant. Les enjeux géotechniques liés à la construction de l'ouvrage devraient être listés dans l'étude de l'avant projet pour orienter déjà les reconnaissances géotechniques.

En ce qui concerne le pont sur Oued El-Kébir les enjeux que nous avons décelés concernent :

- La nappe d'eau présente dans le lit majeur en cas de secousse violente il ya un risque de liquéfaction au niveau du corps alluvionnaires.
- Le retrait- gonflement des formations phylliteuses des berges (déstabilisation des culées).
- La présence de gypse dans les semelles des nappes dont la dissolution peut engendrer des cloches de décompression par dissolution.
- L'aléa sismique :
 - Une faille sismogène peut aboutir en surface par une rupture tectonique atteignant les piles et culée du pont.
 - La vibration sismique : nécessitant une étude détaillée séquentielle et temporelle afin que son impact sur le pont soit moindre.
 - Les effets induits : seront enregistrés les glissements de terrains sur les talus des berges, les éboulements déclenchés par la secousse, les ruptures diverses.
- La présence du barrage de Béni Haroun et son impact sur l'évolution du cours d'eau.
- La confluence fluviale et les affouillements associés.
- le risque lié aux mouvements des zones pentées.

B. Exemple d'un cas d'affouillement

a. Description du phénomène d'affouillement

L'affouillement est l'action de creusement due aux remous et aux tourbillons engendrés dans un courant fluvial ou marin, butant sur un obstacle naturel ou artificiel (berge, pile et culée). Ce phénomène est donc directement lié à un transport de sédiments localisé autour des piles de ponts ou autres obstacles à l'écoulement d'où sa place dans notre étude.

❖ Au niveau de la culée

Chaque culée, formant une sorte d'éperon dans le lit de la rivière crée un obstacle à l'écoulement. Il se forme une nappe tourbillonnaire responsable de la réalisation d'une fosse d'affouillement de forme approximativement conique et située en amont au droit de l'arête verticale de la culée (*Levillain, J.P.*). Voir Figure VII.5.

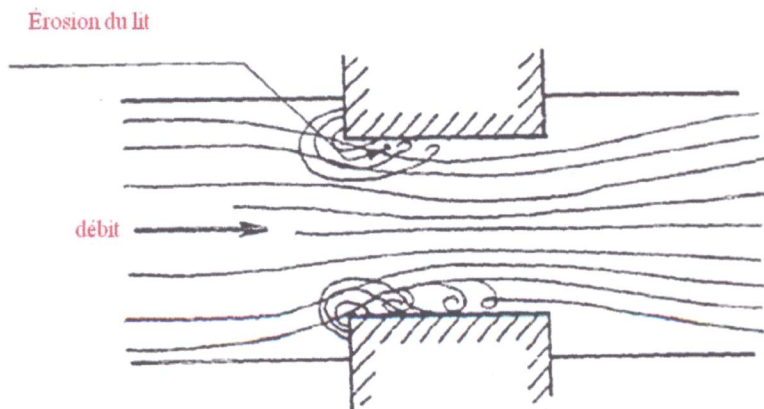


Figure VII.5 : Contraction de la veine fluide et affouillement au droit des culées.

❖ **Au niveau de la pile**

L'écoulement dévié par la pile s'apparente à l'écoulement bidimensionnel autour d'un cylindre de longueur infinie tant que les filets liquides restent loin du fond (*Levillain, J.P.*). Près du fond, le gradient de vitesse dû à la couche limite va donner naissance à un vortex en fer à cheval plus ou moins stable et présentant un maximum d'intensité sur la génératrice amont du cylindre. Voir Figure VII.6.

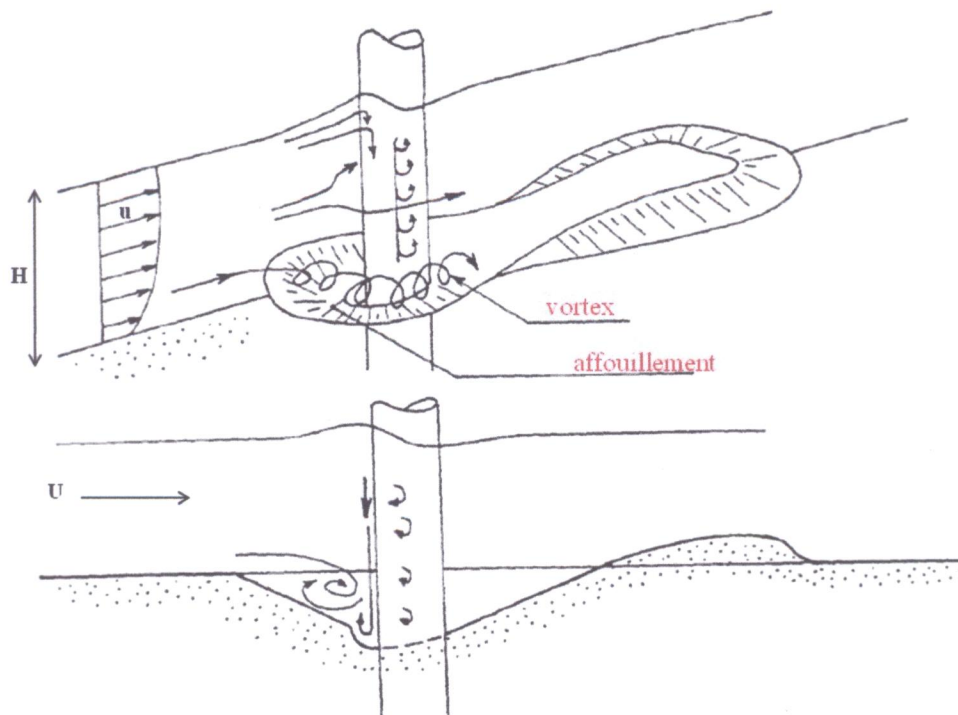


Figure VII.6 : Schéma descriptif de l'affouillement local autour d'une pile cylindrique.

H : Profondeur ou hauteur d'eau (m).

U : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

u : Vitesse locale de l'écoulement (m/s).

Le vortex à axe horizontal va entraîner le sédiment et éroder le terrain selon un cône d'affouillement situé sur la partie amont de la pile. L'érosion est maximale au voisinage de la

génératrice amont de la pile, là où des vortex d'axes verticaux prennent naissance et viennent amplifier l'érosion provoquée par les courants plongeant de la couche limite.

b. Conditions d'apparition des affouillements

❖ Les faits importants

Pour une pile et un matériau de fond donné, l'affouillement maximal est obtenu pour des conditions d'écoulement correspondant au début de charriage continu du matériau de fond.

Le tirant d'eau est sans influence sur la profondeur d'affouillement dans la mesure où il est supérieur au rayon de la pile.

❖ Influence de la durée sur l'affouillement

D'un point de vue qualitatif, l'influence du temps sur l'érosion est représentée sur la Figure VII.7 :

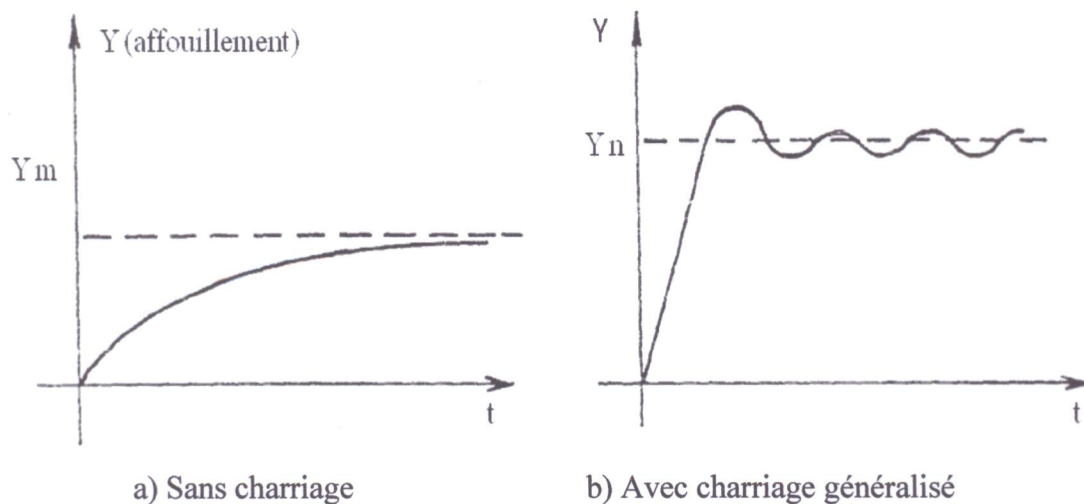


Figure VII.7 : Influence du temps sur l'érosion.

• Sans charriage

Profondeur d'affouillement (Y_m) n'est pas atteinte en courant laminaire.

• Avec charriage généralisé

Il ya charriage généralisé, lorsque la force de traction du courant dépassé le poids des particules au fond. Il ya turbulence, charriage et affouillement. Le charriage croit proportionnellement à la vitesse de courant.

VII.3. Solution d'érosion des berges et d'affouillement

Les techniques de lutte contre l'érosion fluviale s'articule autour des moyens des protections suivant :

A. Protection d'érosion des berges

- Soutènements, étanchéité ;
- Les enrochements ;
- Les rideaux de palplanches ;

B. Protection au niveau des piles

- Bèches para fouille ;
- Les enrochements ;
- Les rideaux de palplanches et batardeaux ;
- Les piles se forme cylindrique ;

VII.4. Conclusion

Les berges des cours d'eau peuvent se déformer selon trois processus principaux :

- L'érosion due au courant ;
- Le glissement en masse au niveau des berges ;
- L'éboulement par suite d'un affouillement au pied de la culée ;

L'érosion fluviale causée par les courants de turbidité que nous avons indiquée dans ce chapitre n'est qu'une sonnette d'alarme aux concepteurs de projet. Afin qu'ils puissent prendre en considération les aléas et risques liés à cet environnement.

Toute défaillance ou manquement à ce type de prise en charge par des moyens adéquats se répercutera sur la stabilité de l'ouvrage et la détérioration de son environnement immédiat.

CONCLUSION
GENERALE

Liste des tableaux

Tableau.III.1: Résultats de calcul l'Evapotranspiration Potentielle (ETP) Période (2002/2012).....	20
Tableau.III.2: Résultats du calcul de l'ETP et l'ETR	21
Tableau IV.1 : Investigation par sondages	24
Tableau IV.2: Les résultats d'essai SPT (LTPEst, 2014).....	27
Tableau IV.3: Paramètre physique des sols étudiés	28
Tableau IV.4: Résultats d'analyse granulométrique.....	29
Tableau IV.5 : les valeurs de l'indice RQD du site étudié (LTPEst, 2014).....	29
Tableau IV.6 : Résultats d'analyses chimiques.....	30
Tableau IV.7 : Les résultats d'essai de compression simple (LTPEst, 2014)	30
Tableau V.1 : les surcharges à l'état limite de service Q_{ELS} et ultime Q_{ELU}	33
Tableau V.2 : Valeur de (KS) en (MPa) selon Decourt et Quaresma (1982).....	34
Tableau V.3 : Valeur de(K_S) en (Mpa) selon Lopes et Laprovitera (1988).....	35
Tableau V.4 : Valeur de (ns) en (Kpa) selon lopes et Laprovitera.....	35
Tableau V.5 : Capacité portante admissible d'un pieu isolé d'après la méthode de Meyerhof (1976).....	39
Tableau V.6 : Force portante admissible d'un pieu isolé d'après la méthode de « Decourt et Quaresma (1982)».....	40
Tableau V.7 : Force portante admissible d'un pieu isolé d'après la méthode de « Lopes et Laprovitera (1988)».....	41
Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des force portante admissible d'un pieu isolé de 1,2 m de diamètre d'après la méthode de « Decourt et Quaresma », « Lopes et Laprovitera » et « Meyerhof (1976).....	42
Tableau V.9 : Tableau récapitulatif des force portante admissible d'un groupe de pieu d'après la méthode de « Decourt et Quaresma » et la méthode de « Lopes et Laprovitera ».....	46
Tableau V.10: Résultats de calcul des tassements pour les différents pieux.....	50
Tableau V.11 : Récapitulatif des résultats obtenus par chaque approche.....	51
Tableau V.12 : Tableau récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur, diamètre et entraxe des pieux).....	53
Tableau VI .1 : Paramètres physico-mécaniques du sol des pieux.....	57
Tableau VI .2 : Valeurs du tassement du groupe de pieux des différents appuis.....	61

Liste de figure

Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude dans la wilaya de Jijel	02
Figure I.2 : La carte de pente de la zone d'étude à partir de la carte de Sidi Dris.....	04
Figure I.3 : Réseau hydrographique de la région étudiée.....	05
Figure I.4 : Végétation de sidi Maarouf.....	05
Figure. I.5 : Carte sismique d'Algérie selon le RPA (Version 2003).....	06
Figure. II.1 : Colonne synthétique du complexe gneissique (Djellit H., 2014).....	08
Figure. II.2 : Colonne lithologique du complexe phylladique (Djellit H., 2014).....	08
Figure. II.3 : Colonne synthétique des dépôts Miocène post nappe (Djellit H., 2014).....	11
Figure. II.4 : Extrait géologique de Sidi Driss (Ficheur M., 1910).....	12
Figure. II.5 : Coupe géologique au niveau du site de l'ouvrage	13
Figure. II.6 : coupe géologique interprétative montrant l'édifice structural des unités alpines de la chaîne de petite Kabylie d'El-Milia-Algérie Nord- Orientale....	14
Figure. II.7 : Esquisse géologique de Moul Ed Demamène (Bouillin J.P., 1987).....	15
Figure. II.8 : Coupe géologique au niveau du site.....	15
Figure. III.1 : Situation géographique du bassin versant d'Oued Kébir	16
Figure. III.2 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, (A.N.R.H.1996).....	17
Figure .III.3 : Les précipitations moyennes mensuelles (2002/2012) station Sidi Maarouf..	18
Figure .III.4 : Les températures moyennes mensuelles (2002/2012) station de Béni Haroun.....	18
Figure.III.5 : Diagramme Ombro-thermique.....	19
Figure III.6 : Représentation graphique du bilan hydrologique (A.N.R.H 2002/2012).....	22
Figure IV.1 : Implantation des sondages carottés au niveau du site (LTPEst, 2014).....	25
Figure IV.2 : Coupe géotechnique de la zone d'étude à partir de la corrélation entre les sondages carottés.....	25
Figure V.1 : Force portante d'un pieu.....	34
Figure V.2 : Conception de la semelle et du groupe de pieu d'après la méthode de « Decourt et Quaresma », « Lopes et Laprovitera » et « Meyerhof (1976) » pour les Piles P01, P02 et P03.....	47
Figure V.3 : Conception de la semelle et du groupe de pieu d'après la méthode de « Decourt et Quaresma », « Lopes et Laprovitera » et « Meyerhof (1976) » pour la Culée C02 Côté Mila.....	48

Figure V.4 : Conception de la semelle et du groupe de pieu d'après la méthode de « Decourt et Quaresma », « Lopes et Laprovitera » et « Meyerhof (1976) » pour les Piles P04, P05 et P06.....	49
Figure V.5 : Capacité portante admissible en (tonne) d'un pieu isolé pour chaque méthode.....	51
Figure V.6: Nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode.....	52
Figure V.7 : Vue en plan de la conception du système de fondation adoptée pour le cas de notre ouvrage (Pont sur Oued El- Kébir Sidi Maarouf).....	54
Figure VI.1 : Fondamentaux de la modélisation numérique des problèmes géotechniques (adaptée par GeoSlope, 2007).....	56
Figure VI.2 : Géométrie et disposition des pieux (cas d'un groupe de 08 pieux « Culée »).	57
Figure VI.3 : Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites (Cas d'un groupe de 08 pieux).....	58
Figure VI.4 : Iso-valeurs de la contrainte totale (cas de groupe de 08 pieux).....	58
Figure VI.5: Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 08 pieux).....	59
Figure VI.6 : Iso-valeurs de contrainte totale (cas de groupe de 06 pieux).....	59
Figure VI.7: Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 06 pieux).....	60
Figure VI.8 : Iso-valeurs de contrainte totale (cas de groupe de 06 pieux).....	60
Figure VI.9: Iso-valeurs de tassement vertical (cas de groupe de 06 pieux).....	61
Figure VII.1: Erosion active des berges a lithologie marneuse (Oued El Kébir-Sidi Maarouf).....	62
Figure VII.2 : Lignes de rupture potentielles au surplomb des berges.....	63
Figure VII.3 : Risque de rupture causant des perturbations des écoulements au sein du lit mineur.....	64
Figure VII.4 : Exemple de sapement de berge par verticalisation du talus.....	64
Figure VII.5 : Contraction de la veine fluide et affouillement au droit des culées.....	67
Figure VII.6 : Schéma descriptif de l'affouillement local autour d'une pile cylindrique.....	67
Figure VII.7 : Influence du temps sur l'érosion.....	68

Références bibliographiques

- **ANDRIEUX J. (1971)**. La structure du rif central. Etude des relations entre la tectonique de compression et les nappes de glissement dans un tronçon de la chaîne alpine. ph.Dthesis .University of Montpellier. France.
- **ANDRIEUX J. et DJELLIT H. (1989)**. Structure de la Petite Kabylie occidentale (Algérie) flyschs ultra et flyschs externes. C. R. Acad. Sci. Paris, t. 309, Se, P1191-1196.
- **BENZAID R. (2011)**. Les essais in-situ en géotechnique : réalisation et interprétation. Edition universitaires européennes, ISBN : 978-613-1-54202-2, 2011, P.107.
- **BOUILLIN J.P. (1979)**. La transversale de Collo et d'El-Milia (Petite Kabylie): une région-clef pour l'interprétation de la tectonique Alpine de la chaîne littorale d'Algérie. Thèse. Paris. Mém. Soc. Géol. France. Nouv. Série. L VII, P. 84 -135.
- **BOUILLIN J.P. (1986)**. Le « bassin maghrébin » : une ancienne limite entre l'Europe et l'Afrique à l'Ouest des Alpes. Bull. Soc. Géol. France, 8, 4, P.547-558.
- **BOUILLIN J.P. (1987)**:Géologie Alpine de la Petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-Milia (Algérie), thèse Doct. Uni. P. & M. Curie.
- **DEERE and DNILLER. (1966)**.Engineering classification and index propeitres intact rock .Iech.Kept.N°.AFWLTR-65-116, Air force weapons .lab, Kirland .Air force base, New Mexico.
- **DJELLIT H. (1987)**. Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place des nappes de flyschs en Petite Kabylie occidentale (Algérie).Thèse Doct. Université d'Orsay Paris, P. 206.
- **DJELLIT H. (2014)**. guide de terrain, 1^{ère} école de terrain sur la géologie des Maghrébides, 24-27 novembre 2012 université de Jijel-Algérie.
- **DELGA D. (1955)**. Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, Publ.serv.Carte géol. Algérie, P 24,533.
- **DELGA D.et FONTBOTE J.M. (1980)**. Le cadre structural de la Méditerranée occidentale.26th International Geological Congress.Colloque C5 : Géologie des chaînes alpines issues de la Téthys. Mem Bur Rech Geo Min 11, P.67-85.
- **FRANK R. (2003)**. Calcul des fondations superficielles et profondes. Ed. Technique d'ingénieur (TI). Paris, P. 141.
- **RAOULT J.P. (1974)**. Géologie du centre de la chaîne numidique (Nord du constantinois Algérie).Mém.Soc.Géol.Fr.n.ser.n121, P.163.

- **ROUIKHA Y. (2008)**. Etude géologique et géomécanique des formations carbonatées de la région chekfa et chehna ; Thèse magistère. Université de Jijel.
- **L.T.P.E. JIJEL (2014)**. Rapport d'étude de sol, de pont sur oued El-Kébir Pk17+440.

- **SARR I.CH. (2007)**. Etude comparative entre méthodes de calcul des pieux : application à l'échangeur de la patte d'oie » Université Chekh Anta Diop de Dakar.
- **VERGES J. et FERNANDEZ M. (2012)**. Tethys-Atlantic interaction along the Iberia-Africa plate boundary: the Betic-Rif orogenic system. Tectonophysics 579, P.144-172.
- **Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art**. Cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement. **Fascicule n° 61 titre II : Programmes de charges et épreuves des ponts-routes**. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports de la France.
- **GeoStudio Tutorials**, includes student edition lessons, GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5, First Edition, Mai 2007.
- **Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil**. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux. **Fascicule no 62, titre V**. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports de la France. Textes Officiels, no 93-3, 182 p. (1993).
- **ELMKADMI N**. Simulations du comportement géotechnique des remblais dans le chantier minier: effets du drainage et de la consolidation: <http://www.publications.polymtl.ca>.
- **LEVILLAIN J.P.** Théorie et méthode de détermination des affouillements : <http://www.paralia.fr>.
- Etude de l'affouillement : <http://www./hmf.enseiht.fr>.

ANNEXES

Annexe A

Tableau A : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières, période (2002/2012) Station de sidi Maarouf.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
Moyenne mensuelle (mm)	56,3	62,6	114,1	185,0	144,0	132,5	97,7	88,7	36,0	10,5	0,6	6,7
Moyenne saisonnière en mm	233,0			461,5			222,4			17,8		
Moyenne saisonnière en %	24.93			49,37			23.79			1.90		
Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté		

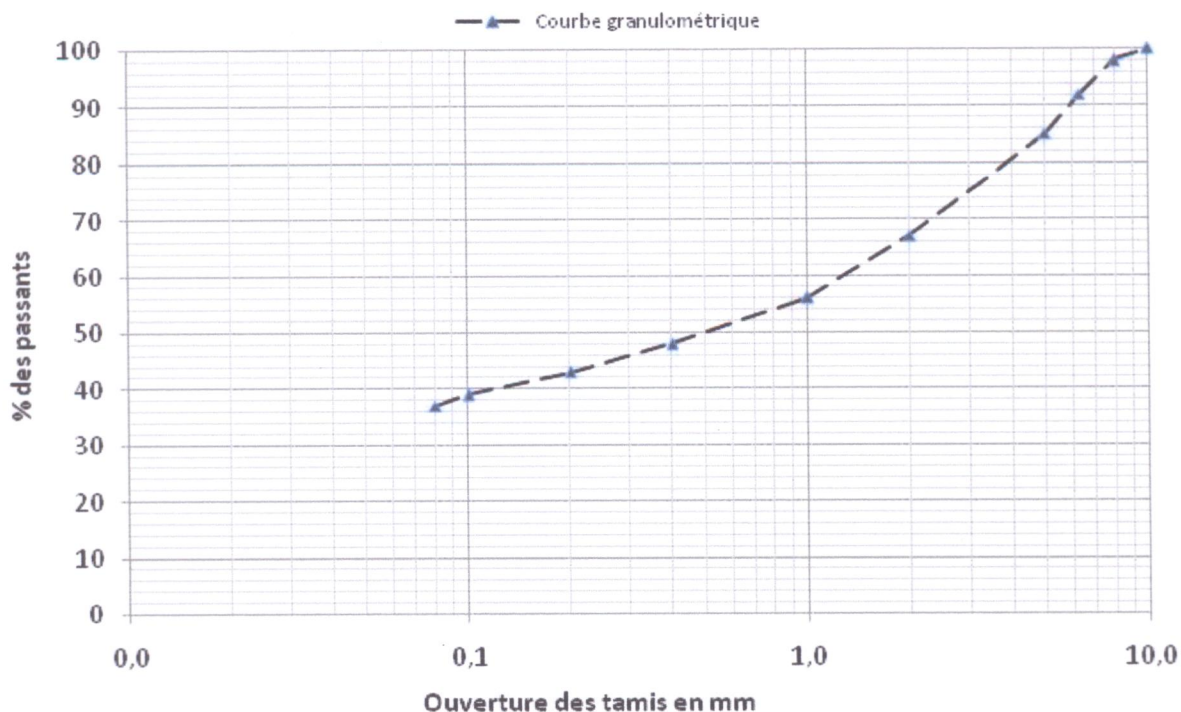
Tableau B: Températures moyennes mensuelles en °C Station de Béni Haroun (2002/ 2012).

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
Moyenne mensuelle (mm)	21,0	17,8	11,2	7,7	6,8	7,5	10,3	13,5	17,6	23,1	26,7	25,8
Moyenne saisonnière en °C	16,67			7,33			13,80			25,20		
Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté		

Tableau C: Répartition des précipitations et des températures moyennes mensuelles.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm)	56,3	62,6	114,1	185,0	144,0	132,5	97,7	88,7	36,0	10,5	0,6	6,7
T(°C)	21,0	17,8	11,2	7,7	6,8	7,5	10,3	13,5	17,6	23,1	26,7	25,8

Annexe B



CLASSIFICATION DES SOLS GREUS

moins de 50 % d'éléments fins de dimensions inférieures à 80 μm

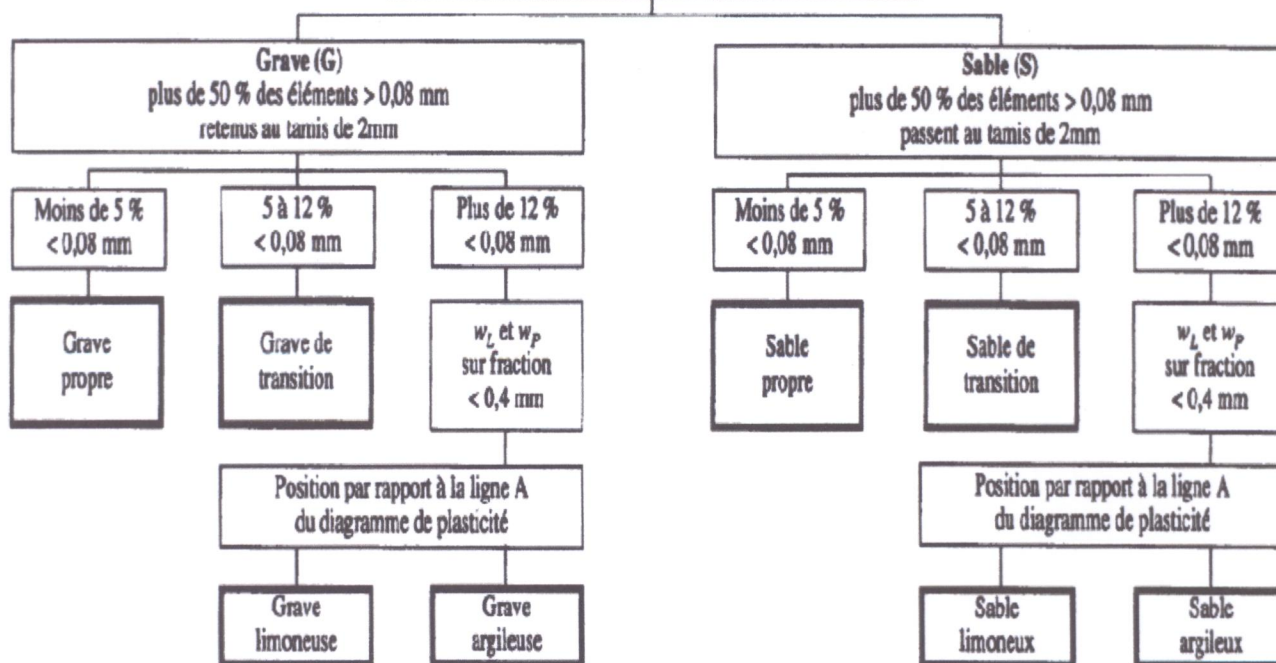


Tableau .A : Description lithologiques des sondages (LTPEst, 2014)

Sondages	Profondeur (m)	Lithologie
SD1	0-13	Alluvions d'oued (blocs, galets, cailloux et graviers noyés dans une matrice sableuse limoneuse).
	13-20	Marne compacte de couleur grise noirâtre.
SD2	0-13.50	Alluvions d'oued (blocs, galets, cailloux et graviers Noyés dans une matrice sableuse limoneuse).
	13.50-20	Marne schisteuse consolidé de couleur grise noirâtre.
SD3	0-13	Alluvions d'oued (blocs, galets, cailloux et graviers noyés dans une matrice sableuse limoneuse).
	13-20	Marne schisteuse consolidé de couleur grise noirâtre.
SD4	0-13	Alluvions d'oued (blocs, galets, cailloux et graviers noyés dans une matrice sableuse limoneuse).
	13-14	Marne friable de couleur grisâtre.
	14-15	Marne compacte de couleur grisâtre.
	15-20	Marne schisteuse consolidé de couleur grise noirâtre.
SD5	0-13	Alluvions d'oued (blocs, galets, cailloux et graviers noyés dans une matrice sableuse limoneuse).
	13-20	Marne schisteuse consolidé de couleur grise noirâtre.
SD6	0-12	Alluvions d'oued (sable graveleux renfermant cailloux et galets).
	12-20	Marne schisteuse consolidé de couleur grise noirâtre.
SD7	0-6	Alluvions d'oued (graviers, cailloux, galets et blocs).
	6-13	Alluvions d'oued (sable graveleux contenant cailloux et galets).
	13-15	Marne friable de couleur grisâtre
	15-20	Marne schisteuse consolidé de couleur grise noirâtre.
SD8	0-6	Colluvions (sables, cailloux et graviers noyés dans une matrice sableuse limoneuse).
	6-14	Alluvions d'oued (galets, cailloux et graviers noyés dans une matrice sableuse limoneuse).
	14-16	Sable graveleux de couleur grisâtre
	16-17.5	Marne schisteuse altérée.
	17.5-20	Marne schisteuse consolidé de couleur grise noirâtre.

Tableau B: La compacité des sables en fonction de N_{SPT} (Terzaghi et Peck).

N_{spt}	Compacité du sable
0 – 4	Très lâche
4 – 10	Lâche
10 – 30	Moyennement compact
30 – 50	Dense
au-dessus de 50	Très dense

Tableau C : Classification du massif rocheux en fonction de l'indice RQD

Terminologie	Indice RQD (%)
Très fracturé	< 25 %
Fracturé	25 à 50 %
Moyennement fracturé	50 à 75 %
Peu fracturé	75 à 90 %
Massif	> 90 %

Tableau D : Résistance en compression de la roche.

Terminologie	Résistance à la compression (MPa)
Extrêmement faible	< 1
Très faible	1 à 5
Faible	5 à 25
Moyenne	25 à 50
Forte	50 à 100

Les piles de P1 à P6

Tableau E : Tableau récapitulatif des descentes de charge pour les Piles de P1 à P6.

Charges permanentes (en tonne)				
Éléments d'ouvrage	Pile 1, 2, et 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6
Poids propre du tablier	332,085	332,085	332,085	332,085
Poids chevêtre	68,976	68,976	68,976	68,976
Poids futs	52,56	67,82	77,07	73,76
Poids nervure	64,00	64,00	64,00	64,00
Poids semelle	210,0	210,0	210,0	210,0
Poids Dés d'appuis	0,38	0,38	0,38	0,38
Poids des terres	169,232	169,232	169,232	169,232
Total =	897,23	912,50	921,74	918,43
Les charges d'exploitation (en tonne)				
Surcharge A(l)	158,53	158,53	158,53	158,53
Surcharge Bc	129.585	129.585	129.585	129.585
Surcharge Mc ₁₂₀	112.937	112.937	112.937	112.937
Surcharge D ₂₄₀	171.12	171.12	171.12	171.12
Surcharge sur trottoirs	9.72	9.72	9.72	9.72
Total =		581,892		

Les culées C1 et C2

Tableau F: Tableau récapitulatif des charges au niveau des culée C1 et C2.

Charges permanentes (en tonne)	
Éléments d'ouvrage	Culée C1 et C2
Poids propre du tablier	332,085
Mur garde grève	5,657
Mur frontal	226,704
Mur en retour	117,917
Semelle	345,000
Poids de la dalle de transition	36,000
Poids corbeau	20,585
Dès d'appuis	0,190
Poids des terres patin arrière	569,366
Poids des terres patin avant	41,040
Poids des terres sur dalle de transition	36,000
Total =	1730,544

Les charges d'exploitation (en tonne)	
Poids des surcharges sur remblai	11,35
Surcharge A(l)	118,05
Surcharge Bc	111,734
Surcharge Mc ₁₂₀	107,367
Surcharge D ₂₄₀	122,52
Surcharge sur trottoirs	4,86
Total =	475,881

