

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

جامعة جيجل  
Université de 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

## Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : **Ingénieur d'état en géologie**

Option : **Géologie de l'ingénieur**

Thème

Faisabilité des fondations du pont projeté sur le CW n°41  
entre sidi Marouf et Ouled Rabah –Wilaya de Jijel-

### Membres de Jury

Président : KHERROUBA H.

Examineur: ILLAS C.

Encadrant : BENZAID R. et TEKKOUK M.

### Présenté par :

BERDI Inès

LAMARA Amina

Année Universitaire 2013-2014

Numéro d'ordre (bibliothèque) :.....

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

جامعة جيجل  
Université de 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

## Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : **Ingénieur d'état en géologie**

Option : **Géologie de l'ingénieur**

Thème

Faisabilité des fondations du pont projeté sur le CW n°41  
entre sidi Marouf et Ouled Rabah –Wilaya de Jijel-

### Membres de Jury

Président : KHERROUBA H.

Examineur: ILLAS C.

Encadrant : BENZAID R. et TEKKOUK M.

### Présenté par :

BERDI Inès

LAMARA Amina

Année Universitaire 2013-2014

Numéro d'ordre (bibliothèque) :.....

# Table des matières

---

Résumé.....	
Introduction générale.....	01

## CHAPITRE I GENERALITES

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

## CHAPITRE II CONTEXTE GEOLOGIQUE

II.1. Géologie locale.....	06
II.1.1. Litho stratigraphie .....	07
II.2. Géologie du site.....	08

## CHAPITRE III : GEOMORPHOLOGIE ET HYDROCLIMATOLOGIE

III.1. Introduction.....	10
III.2. Situation géographique de bassin versant.....	10
III.3. Caractéristiques physiques et leurs influences.....	11
III.3.1. Paramètres géométriques.....	11
III.3.2. Paramètres de forme.....	11
III.4. Analyse des caractéristiques hydroclimatique .....	12

III.4.1. Précipitations.....	12
III.4.2. Températures de l'air.....	14
III.4.3. Diagramme ombro-thermique.....	15
III.5. Bilan hydrologique.....	15
III.5.1. Evapotranspiration.....	15
III.5.2. Calcul de l'évapotranspiration par la formule de Thornthwaite.....	16
III.5.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration.....	19
III.5.3.1. Ruissellement.....	19
III.5.3.2. Infiltration.....	20
III.6. Conclusion.....	20

## **CHAPITRE IV : ÉTUDE GEOTECHNIQUE**

IV.1. Description de l'ouvrage.....	21
IV.2. Campagne de reconnaissance géotechnique.....	21
IV.3. Interprétation des résultats des sondages carottés.....	21
IV.4. Essais géotechniques en laboratoire.....	23
IV.4.1. Paramètres physiques des sols étudiés.....	23
IV.4.2. Analyses chimiques des sols étudiés.....	23
IV.4.3. Caractéristiques mécanique des sols étudiés.....	24
IV.5. Capacité portante des fondations profondes à partir des formules statiques.....	26
IV.5.1. Principe de calcul de la force portante.....	27
IV.5.2. Résistance en pointe.....	27
IV.5.3. Evaluation du frottement latéral.....	28
IV.5.4. Exemple de calcul de la Capacité portante d'un pieu foré isolé au niveau de culé Sidi Marouf.....	29
IV.6. Etude comparative entre notre calcul et les résultats de bureau d'études.....	33
IV.7. Comportement d'un groupe de pieux.....	34

IV.7.1. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe .....	35
IV.7.1.1. Modification de la capacité portante sous sollicitations axiales.....	35
IV.7.1.2. Calcul de la charge limite du groupe de pieux au niveau des piles N° 01 et 03 (sondage N°2).....	37
IV.7. Calcul des tassements des pieux .....	42
IV.7.1. Tassement d'un pieu isolé .....	42
IV.7.2. Calcul du Tassement d'un pieu isolé .....	43
IV.7.3. Calcul de tassement au niveau de la culée.....	43
IV.7.4. Tassement d'un groupe de pieux .....	44
IV.7.5.Exemple de calcul du tassement d'un groupe de pieu.....	45
<b>Conclusion général.....</b>	<b>54</b>

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Bibliographie**

**Annexe**

# Liste des Figures

---

<b>Figure 01</b> : Situation géographique de la région étudiée.....	02
<b>Figure 02</b> : Réseau hydrographique de la région .....	04
<b>Figure 03</b> : Végétation de sidi Marouf.....	04
<b>Figure 04</b> : Carte sismique d'Algérie selon RPA (version2003).....	05
<b>Figure 05</b> : Colonne lithostratigraphique des formations affleurantes au Djebel Sidi Marouf établie a partir des descriptions de M. Durand Delga, 1955.....	06
<b>Figure 06</b> : Carte géologique de Sidi Marouf (Durand Delga, 1955).....	07
<b>Figure 07</b> : Coupe synthétique de la géologie de sidi Marouf réalisé par I. BERDI et A. LAMARA.....	08
<b>Figure 08</b> : Représentation des formations géologiques de secteur étudiée.....	09
<b>Figure 09</b> : Coupe géologique du site d'étude réalisé par I.BERDI et A. LAMARA en Collaboration avec Y. ROUIKHA.....	09
<b>Figure 10</b> : L'implantation du pont sur différentes formations.....	09
<b>Figure 11</b> : Délimitation et situation géographique du sous bassin d'oued Itéra.....	10
<b>Figure 1 2</b> : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel ( ANRH ,1996).....	13
<b>Figure 13</b> : Distribution de la pluviométrie moyenne mensuelle.....	13
<b>Figure 14</b> : Répartition des températures moyennes mensuelles (Station Sattara période 2003-2013).....	14
<b>Figure 15</b> : Diagramme ombro-thermique.....	15
<b>Figure 16</b> : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite (Station Sattara, période 2003/2013).....	18
<b>Figure 17</b> : Implantation des sondages carottés au niveau du site destiné à la construction du Pont (L.H .C sud, 2013).....	22
<b>Figure 18</b> : Coupe géotechnique de la zone d'étude à partir de la corrélation entre les sondages carottés.....	26

# Liste des tableaux

---

<b>Tableau 01</b> : Répartition mensuelle de la pluviométrie enregistrée (en mm) (Station de Sattara Période 2003-2013).....	13
<b>Tableau 02</b> : Distribution des températures mensuelles (settara, période 2003-2013).....	14
<b>Tableau 03</b> : Valeurs du coefficient d'ajustement mensuel « K ».....	16
<b>Tableau 04</b> : Calcul de l'ETP selon Thornthwaite.....	17
<b>Tableau 05</b> : Résultats du calcul de l'ETP et l'ETR (période 2003-2013).....	18
<b>Tableau 06</b> : Description géologique et lithologique du site (L.H.C.Sud, 2013).....	21
<b>Tableau 07</b> : Paramètres physiques des sols étudiés.....	23
<b>Tableau 08</b> : Résultats d'analyses chimiques des sols étudiés.....	24
<b>Tableau 09</b> : Caractéristiques mécaniques au niveau de la culée côté Sidi Marouf.....	24
<b>Tableau 10</b> : Caractéristiques mécaniques au niveau des piles.....	25
<b>Tableau 11</b> : Caractéristiques mécaniques au niveau de la culée côté Ouled Rabah.....	25
<b>Tableau 12</b> : Valeurs du coefficient $k_p$ (Forni.M, 1981).....	28
<b>Tableau 13</b> : Valeurs du coefficient $k_c$ (Forni.M, 1981).....	29
<b>Tableau 14</b> : Force portante admissible du sol à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de la culée côté Sidi Marouf (sondage N° 01).....	31
<b>Tableau 15</b> : Force portante admissible du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de la culée côté Ouled Rabah (sondage N° 03).....	32
<b>Tableau 16</b> : Force portante admissible du sol à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau des piles N° 01,02 et 03 (sondage N°02).....	32
<b>Tableau 17</b> : Comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau de la culée Ouled Rabah.....	33
<b>Tableau18</b> : Comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau de la culée de Sidi Marouf.....	33
<b>Tableau 19</b> : Comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau des piles.....	34
<b>Tableau 20</b> : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau des piles N°01,02 et 03 (sondage N°02).....	38

<b>Tableau 21:</b> Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée côté Ouled Rabah (sondage N°03).....	39
<b>Tableau 22:</b> Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée côté Sidi Marouf (sondage N°01).....	41
<b>Tableau 23:</b> Valeurs du tassement d'un pieu isolé.....	43
<b>Tableau 24 :</b> Valeurs du tassement d'un pieu isolé.....	44
<b>Tableau 25:</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée côté Ouled Rabah (cas d'un pieu foré).....	45
<b>Tableau 26:</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée côté Sidi Marouf (cas d'un pieu foré).....	48
<b>Tableau 27:</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau des piles N° 01,02 et 03(cas d'un pieu foré).....	50



# Introduction générale

---

Avant de construire n'importe quel ouvrage, Il est nécessaire de faire une étude géotechnique détaillée pour éviter les mauvaises surprises et garantir la bonne tenue de l'ouvrage pendant la durée de vie visée. Les fondations sont la base de tous ouvrages qui se trouvent en contact direct avec le terrain assise dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage. Les fondations doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- 1- La capacité portante du sol de fondation doit être calculée avec un facteur de sécurité acceptable pour assurer la sécurité des fondations.
- 2- Les tassements totaux et différentiels doivent être acceptable afin d'assurer que l'ouvrage ne sera pas endommagé par des mouvements de sols de fondation.
- 3- Les fondations doivent être conçues en tenant compte du niveau de la nappe phréatique.

Afin d'atteindre ces objectifs. Les services d'un ingénieur géotechnicien sont requis à deux niveaux pour réaliser les études suivantes :

- a) Une analyse et interprétation des données techniques auprès des directions des travaux publics (DTP) et L.N.H.C.Sud de Batna.
- b) Déterminer les propriétés physiques, mécaniques des sols afin d'évaluer le comportement de sols de fondations sous les charges projetées en interprétant les données géotechniques disponibles.

C'est pour cela on a tracé les points suivants :

- ❖ Introduction générale.
- ❖ Chapitre I : généralité.
- ❖ Chapitre II : Contexte géologique.
- ❖ Chapitre III : contexte hydro –climatologique.
- ❖ Chapitre IV : Contexte géotechnique.
- ❖ Conclusion générale et recommandations

# CHAPITRE I

## GENERALITE



# CHAPITRE II

## CONTEXTE GEOLOGIQUE

Age	Lithologie	épaisseur	Description
Crétacé supérieur		?	Masses massives avec nodules calcaires (niveau de la calcaire)
Crétacé inférieur		500 m	Calcaire massifs (petites lenticules et à noyau gris-bleu), généralement sans trace de lignite ou de charbon. <b>Thémis</b> : Calcaire massifs gris-bleu à gris-bleu foncé, calcaire de base remplissant le gisement. Le sommet calcaire de haute teneur en argile grasse.
Tithonien		100 - 300 m	Masses calcaires et marne, avec alternances locales. <b>Thémis</b> : Calcaire à fines lenticules, calcaire de base et les parties inférieures de la formation. <b>Thémis</b> : Calcaire massifs, avec alternances de marne et de calcaire. <b>Thémis</b> : Calcaire massifs, avec alternances de marne et de calcaire.
Miocène supérieur		100 - 300 m	Calcaire calcaire compact, et très peu de marne.
Miocène inférieur		100 - 200 m	Calcaire en plaques peu fissurées, à gros blocs, souvent en lits.
Éocène supérieur		200 m	marne calcaire fine graine, avec alternances massives. <b>Les repères</b> : calcaire avec nodules marne-calcaire. <b>Diage</b> : marne de marne calcaire alternant avec des lits plus massives.
Éocène inférieur		50 m	Sédiments calcaires, calcaire lentilles, parfois des lits argilo-calcaires.
Oligocène		50-100 m	Calcaire massifs à petites lenticules ou jaunâtres, avec masses alternées, parfois fines lenticules argilo-calcaires.
Miocène inférieur		300-500 m	Calcaire compact, en gros blocs, à petites lenticules.
Paléocène		50 m	Calcaire en petits blocs, calcaire à lenticules marne.
Trias		50 m	Sédiments, gypse, marne ou gypse.
Paléozoïque		?	Graie ou sable plus souvent à base marne.



## ***CHAPITRE III***

### ***CONTEXTE HYDRO-CLIMATOLOGIQUE***



***CHAPITRE IV***  
***CONTEXTE GEOTECHNIQUE***



***INTRODUCTION***  
***GENERALE***

***CONCLUSION***  
***GENERALE***

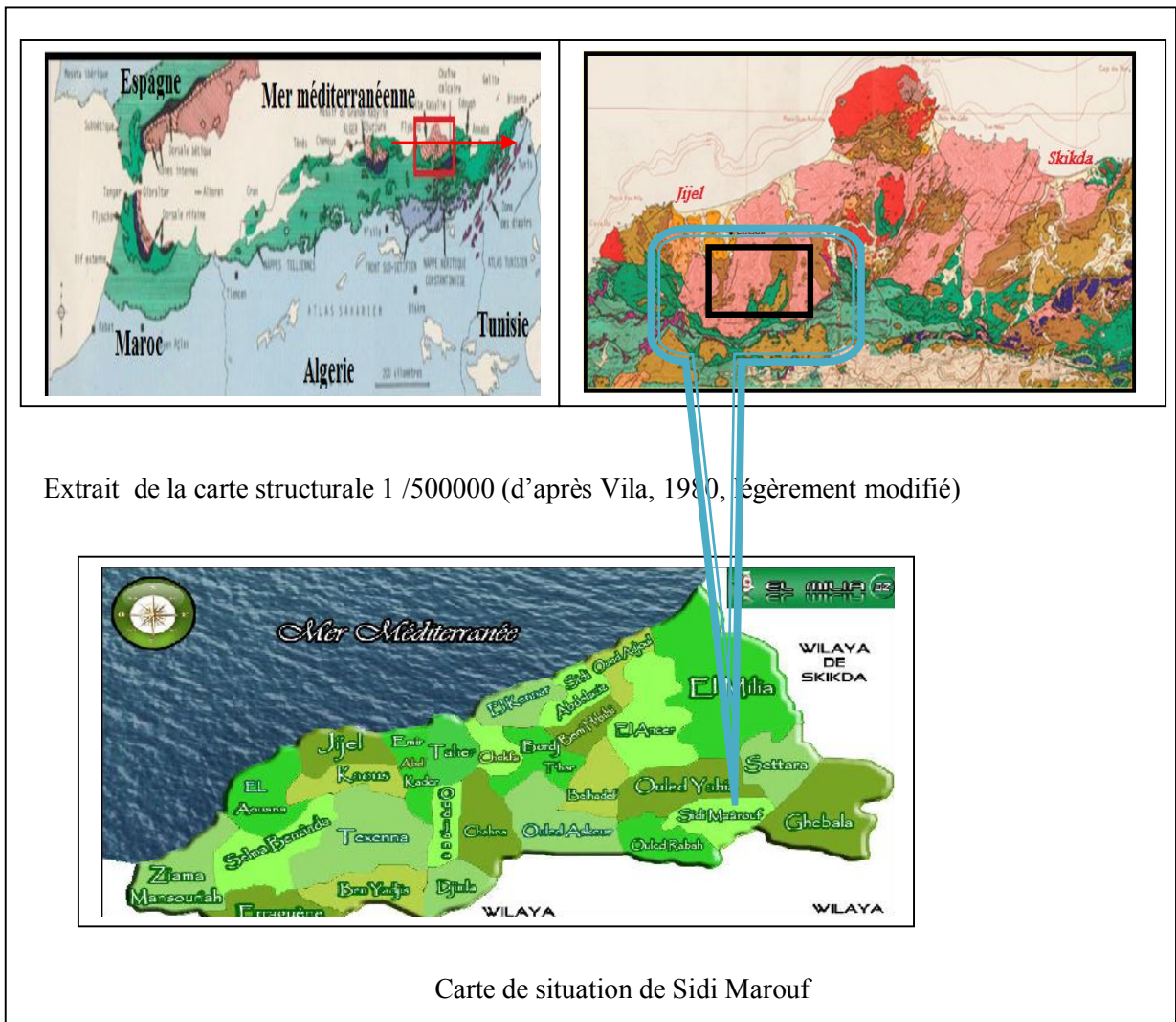
# **ANNEXES**



**I.1. Situation géographique de la région étudiée**

Le massif de Sidi Marouf est situé dans le NE Algérien plus précisément en Petite Kabylie, à 85km au Nord Ouest de Constantine, 15Km au Sud d’El-Milia et à 75Km au Est de Jijel. **(Figure 01)**. La région de Sidi Marouf est traversée par la route nationale de Constantine El-Milia (RN.27). Le massif de Sidi Marouf est orienté sensiblement EW et Culmine à 1262m. Il est sillonné par Oued El-Kébir qui traverse le village de Sidi Marouf et Oued Itéra qui descend au Sud de Djebel Sidi Marouf. Sidi Marouf est limité :

- Au Nord par la commune d’Ouled Yahia ;
- À l’Est par la commune de Ghabela ;
- À l’Ouest par la commune d’Ouled Rabah ;
- Au Sud par la wilaya de Mila.



**Figure 01 : Situation géographique de la région étudiée.**

Sidi Marouf a les coordonnées géographiques suivantes :

**Latitude 36°- 38° Nord**

**Longitude 6°- 8° Est**

## **I.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 Marouf, massif de Kef boulahmam, Kef Sassenène, Kef Derdja et Mcid aicha et des talwegs sont entaillés profondément dans les vallées.

## **I.3. Climat**

Comme toutes les régions du littoral algérien, la région de Jijel –El Milia est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie. Alors que Sidi Marouf c'est la région la moins pluvieuse a Jijel. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été.

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

Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la wilaya varient de 800 à 1200 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 Marouf s'articule principalement autour de l'oued El-Kébir qui traverse la région du sud vers le nord. De part et d'autre part de cet oued deux sources thermales jaillissent des formations liasiques et triasiques affleurants sur la route El Milia – Constantine. (**Figure 02**)

Oued Itéra descend du sud de djebel sidi Marouf.

Oued Guittoun, Oued Dahadisch, Oued Chekem

## **I.5. Végétation**

La végétation couvre une partie de la superficie du territoire de la région .Ceux ci est du aux : conditions climatiques, la nature des terrains et les précipitations caractérisantes la région. Ces conditions ont permis le développement de forêts peu dense éparses ces derniers sont essentiellement

présentés par des chênes, lièges, des broussailles, des oliviers, des cactus et d'autres arbres fruitiers. (Figure 03).



*Figure 02 : Réseau hydrographique de la région étudiée.*



*Figure 03 : Végétation de sidi Marouf.*

### **I.6. Intérêt socio -économique**

La ville de sidi Marouf 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, d'éducation, de santé. D'où il est nécessaire d'exploiter des terrains pour l'accueil de telles infrastructure c'est pour cela il faut faire des études approfondies tout sur le plan géologique, géotechnique que géophysique.

### **I.7. Sismicité de la région**

Le nord de l'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 causent des dégâts considérables dans la zone épacentrale.

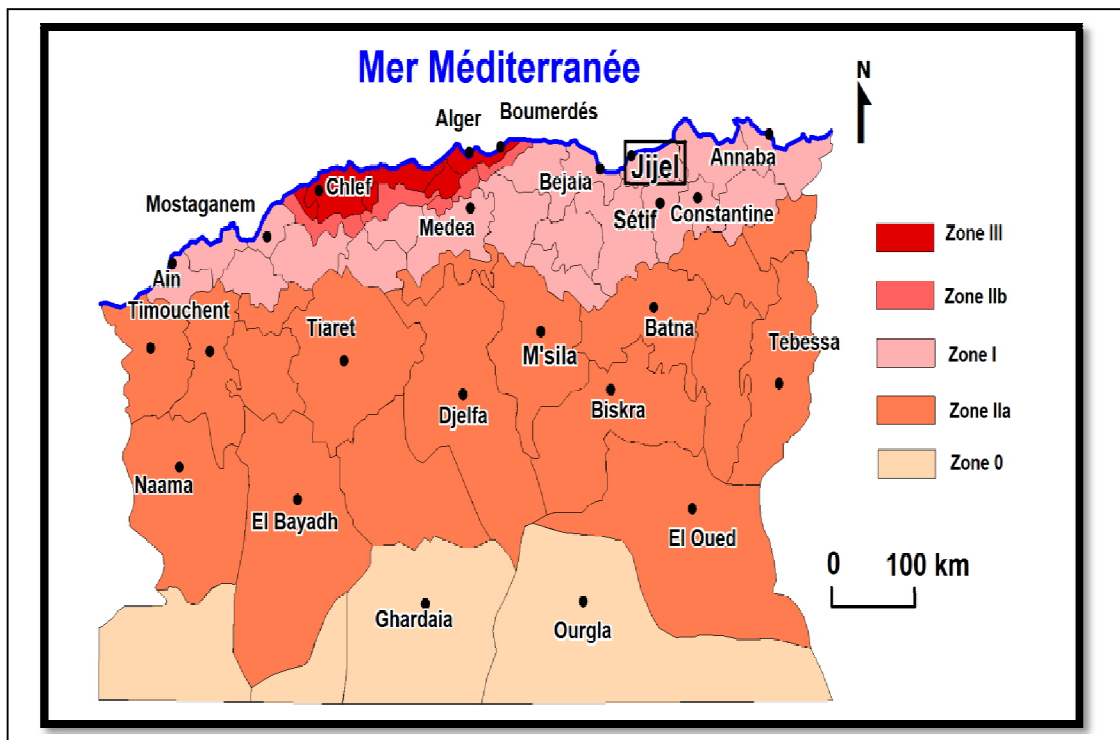
En Algérie cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (**Figure 4**) :

Zone O : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II (IIa-IIb) : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.



*Figure 4: Carte sismique de l'Algérie selon RPA (version 2003).*

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

## II.1.Géologie locale

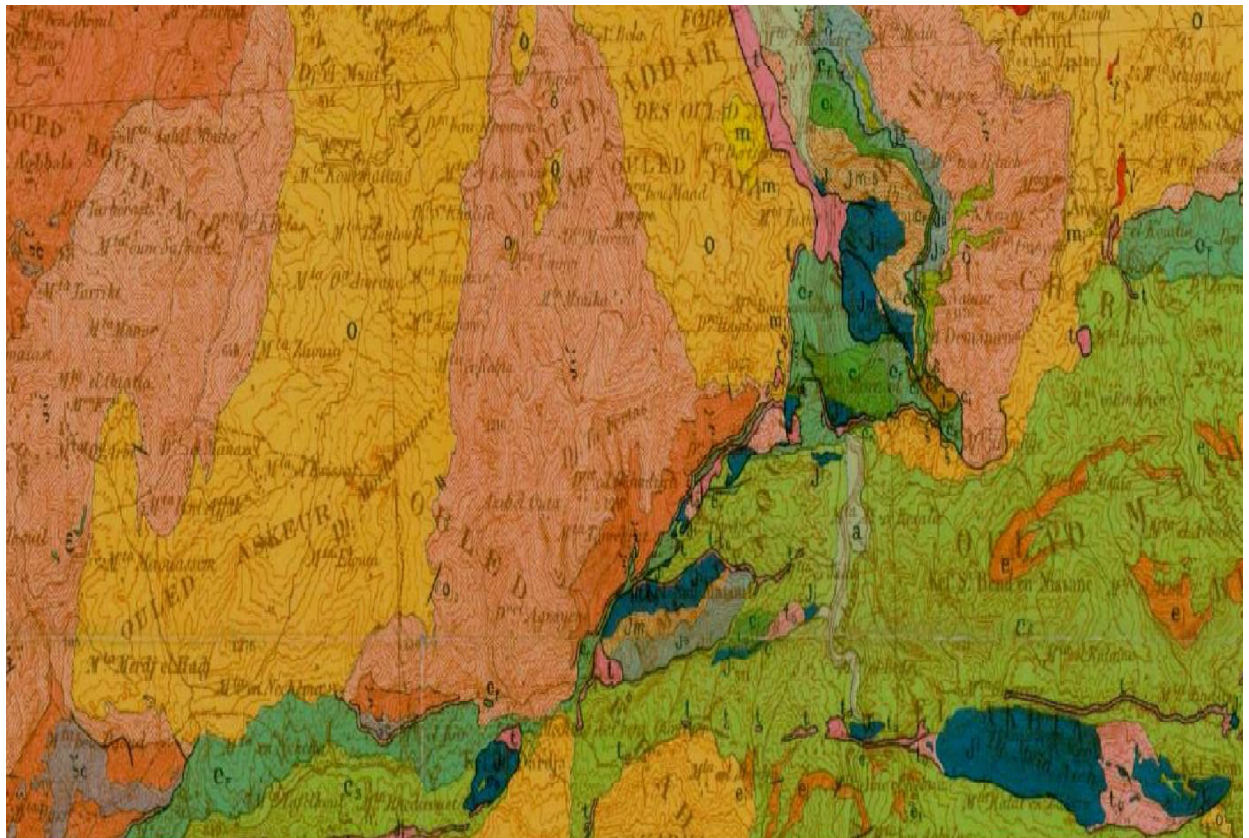
La région de Sidi Marouf fait partie du domaine externe, limitant au sud le massif ancien de la Petite Kabyle. Cette région est située immédiatement au front de la nappe bordière du socle chevauchant le flysch du crétacé inférieur-moyen et les marnes schisteuses du crétacé supérieur (Sénonien à Eocène), dont elle est essentiellement constituée. Les terrains crétacé sont percés par endroit par des reliefs carbonatés jurassiques appartenant à la couverture méridionale, plissée et fracturée, des massifs anciens Kabyles (*Durand Delga, 1955*).

### II.1.1 .La litho-stratigraphie :

Les différents ensembles stratigraphiques sont résumés dans la colonne stratigraphique suivante :

Age	Lithologie	épaisseur	Descriptions
Crétacé supérieur		?	Mameux, marnes noires avec nodules calcaires jaunes épars à Globigérines
Crétacé inférieur		500 m	Calcaire mameux à patine blanchâtre et à cassure gris-bleuté, possédant sur toute leur épaisseur un faciès très homogène. <b>Néocomien</b> : calcaire mameux débute par des calcaires de mince dalle, à la base des fins conglomérats à galets calcaires. Le ciment calcaire de teinte beige, est assez grossier.
Mésozoïque	Titthonique	100 -300 m	Mamo-calcaires et marnes, avec intercalations variées. <b>Titthonique inférieur</b> : calcaires à silex blond, calcaire dur et des passées schisteuses vertes et lie-de-vin. <b>Titthonique moyen-supérieur</b> : marnes jaunâtres avec intercalation de roches vacuolaires et, marnes tendres avec parfois des lits calcaires
	Kimméridgien	100 -300 m	Calcaires oolitiques compacts, en très gros bancs.
	Malm inférieur et moyen	100 -200 m	Calcaires en quelques gros bancs, à silex blancs, souvent en lits.
	Lias supérieur Dogger	200 m	mamo-calcaires bien lités, avec intercalations mameuses : <b>Lias supérieur</b> : calcaires avec horizons mamo-calcaires. <b>Dogger</b> : bancs de mamo-calcaires alternant avec des lits plus mameux.
	Toarcien	20 m	Schistes calcaires, à éléments détritiques, parfois des lits conglomératiques.
Domérien		50-100 m	Calcaires mameux à patines blanches ou jaunâtres, avec marnes intercalées, quelques bancs à silex (passage Pleinsbaschien-Domérien).
Lias inférieur Lofaringien, Heinsbaschien		200-300 m	Calcaires compacts, en gros bancs, à patine claire
Infralias		50 m	Calcaires en petits bancs, calcaires dolomitiques sombres
Trias		50 m	Schistes, grès verts, rouges ou grisâtres
Paléozoïque		50 m	Micaschistes, alternance de lits schisteux et des lits feldspathiques, parfois des niveaux de Tourmalinites
		?	Gneiss ocellés plus souvent à deux micas

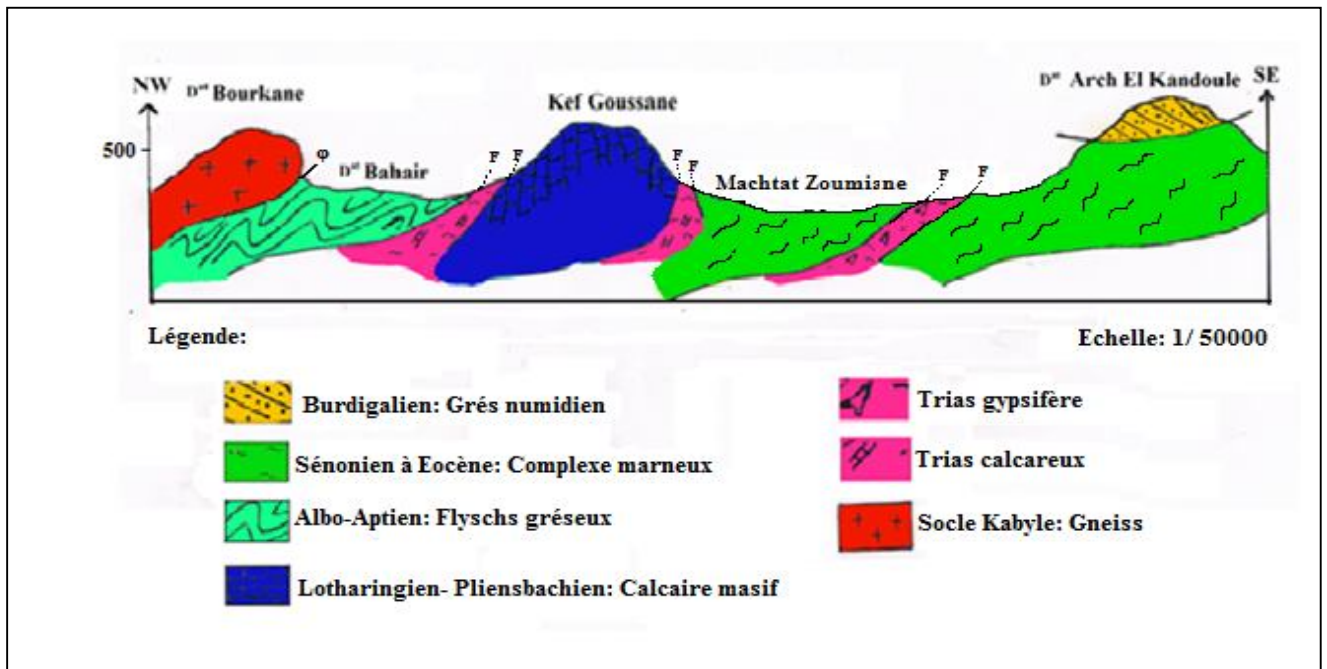
Figure 05: Colonne lithostratigraphique des formations affleurantes au Djebel Sidi Marouf établie à partir des descriptions de M. Durand Delga, 1955 (*Manchar, 2007*).



Légende :

<b>a</b>	Alluvions	<b>c<sub>s</sub></b>	Complexe crétacé sup éocène (marneux)	<b>t<sub>g</sub></b>	Trias gréseux
<b>p</b>	Pliocène	<b>c<sub>r</sub></b>	Flysch crétacé (albo-aptien n.p)	<b>t</b>	Trias gypsifère
<b>m<sub>s</sub></b>	Miocène supérieur	<b>c<sub>i-m</sub></b>	Crétacé inférieur Ci et moyen Cm (faciès tellien)	<b>s<sub>s</sub></b>	Gothlandien
<b>g</b>	Granites Post-burdigalien	<b>J<sub>s</sub></b>	Jurassique supérieur	<b>ε</b>	Epidiorite (venues filoniennes anciennes)
<b>m<sub>i</sub></b>	Miocène inférieur	<b>J<sub>o</sub></b>	Dolomies jurassiques (âge indéterminé)	<b>γ</b>	Micaschistes
<b>o</b>	Oligocène	<b>J<sub>m</sub></b>	Jurassique moyen (avec Lias supérieur au Sud d'El Milia)	<b>σ<sub>c, sc</sub></b>	Cipolins
<b>δ</b>	Dolérite Post cénonienne	<b>J</b>	Lias (sans le Lias supérieur au Sud d'El Milia)	<b>γ</b>	Gneis
<b>e<sub>i</sub></b>	Eocène inférieur (calcaire)				

Figure 06 : Carte géologique de Sidi Marouf (Durand Delga, 1955)



*Figure 07 : Coupe synthétique de la géologie de Sidi Marouf réalisée par I. Berdi et A. Lamara*

## II.2. Géologie du site

L'ensemble des différentes formations surplombées par le pont est formé principalement des marnes :

1. Marnes noires indurées silicifiées (origine tectonique). un débit est généralement en plaquette.
2. Marnes calcaires renfermant des boues rares de calcaire gréseux (dur).
3. Marnes noires moins dures. Débit chaotique tectonisé.

Les trois lentilles marneuses sont coiffées par des terrasses fluviales formées des blocs arrondis décimétrique à métrique d'une épaisseur de 2 m environ.

La culée vers Ouled Rabah est implantée carrément sur des terrasses fluviales ayant une couche d'épaisseur de 4 m de tout venant de l'oued.

Les marnes ont été détectées après 4m de profondeur.

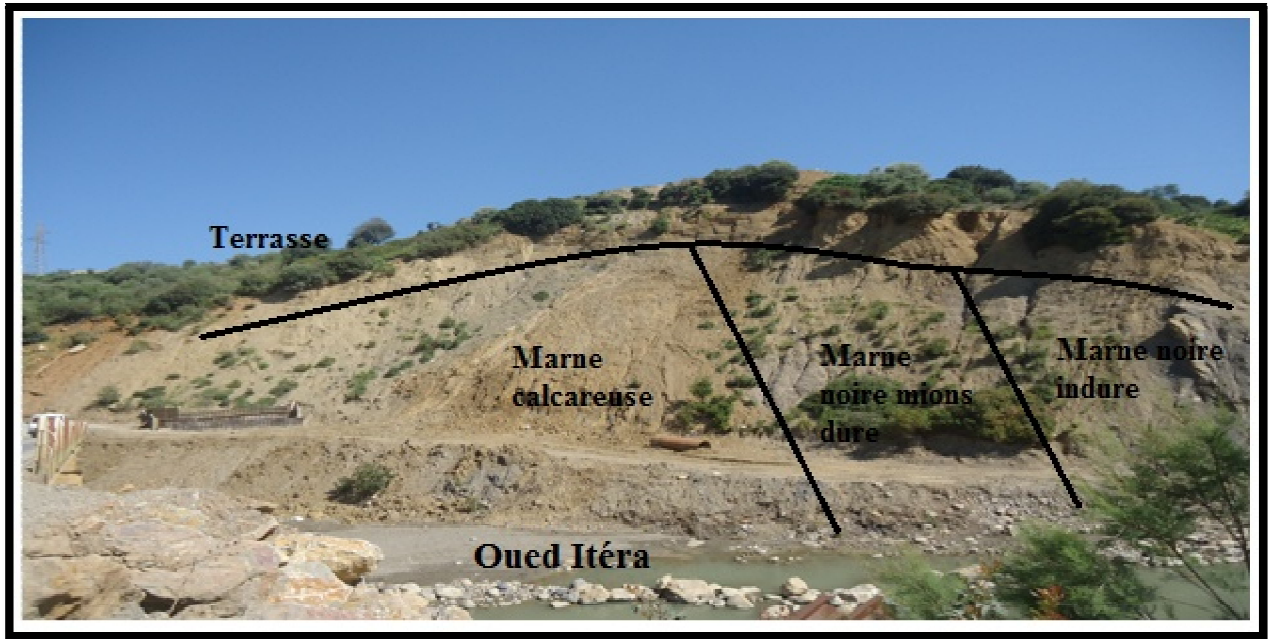


Figure 08: Représentation des formations géologiques du secteur étudié.

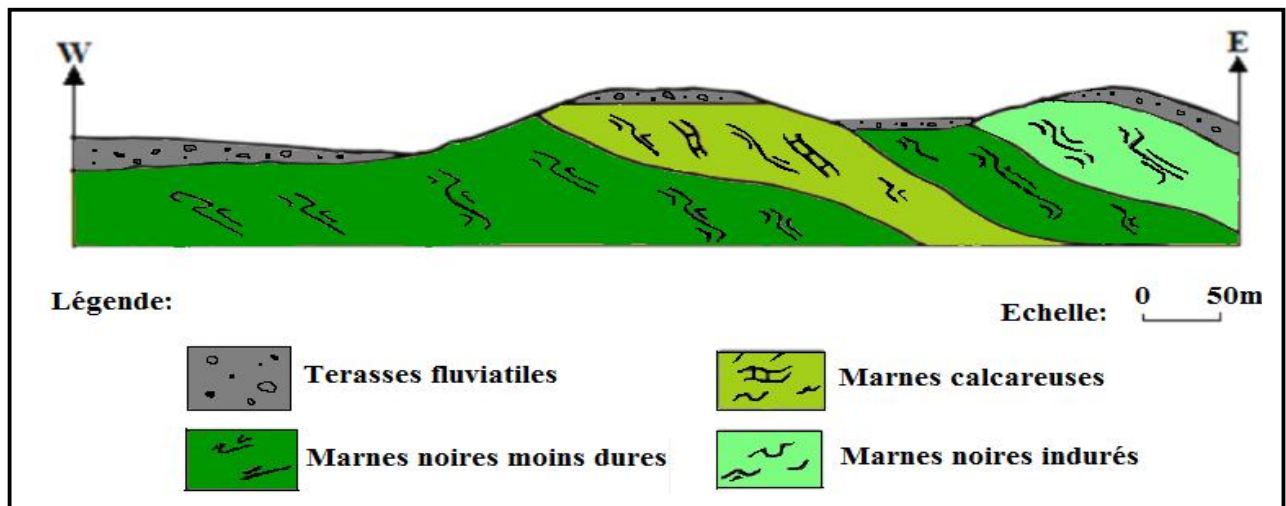


Figure 09 : Coupe géologique du site d'étude réalisé par I .Berdi et A .lamara en collaboration avec Y.Rouikha.

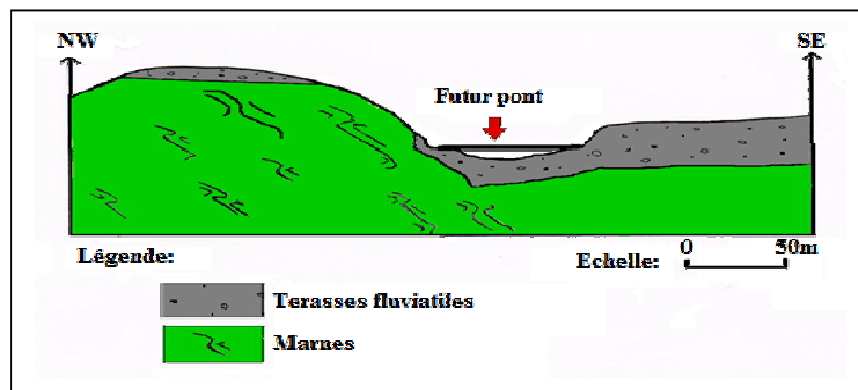


Figure 10 : implantation du pont sur différentes formations.



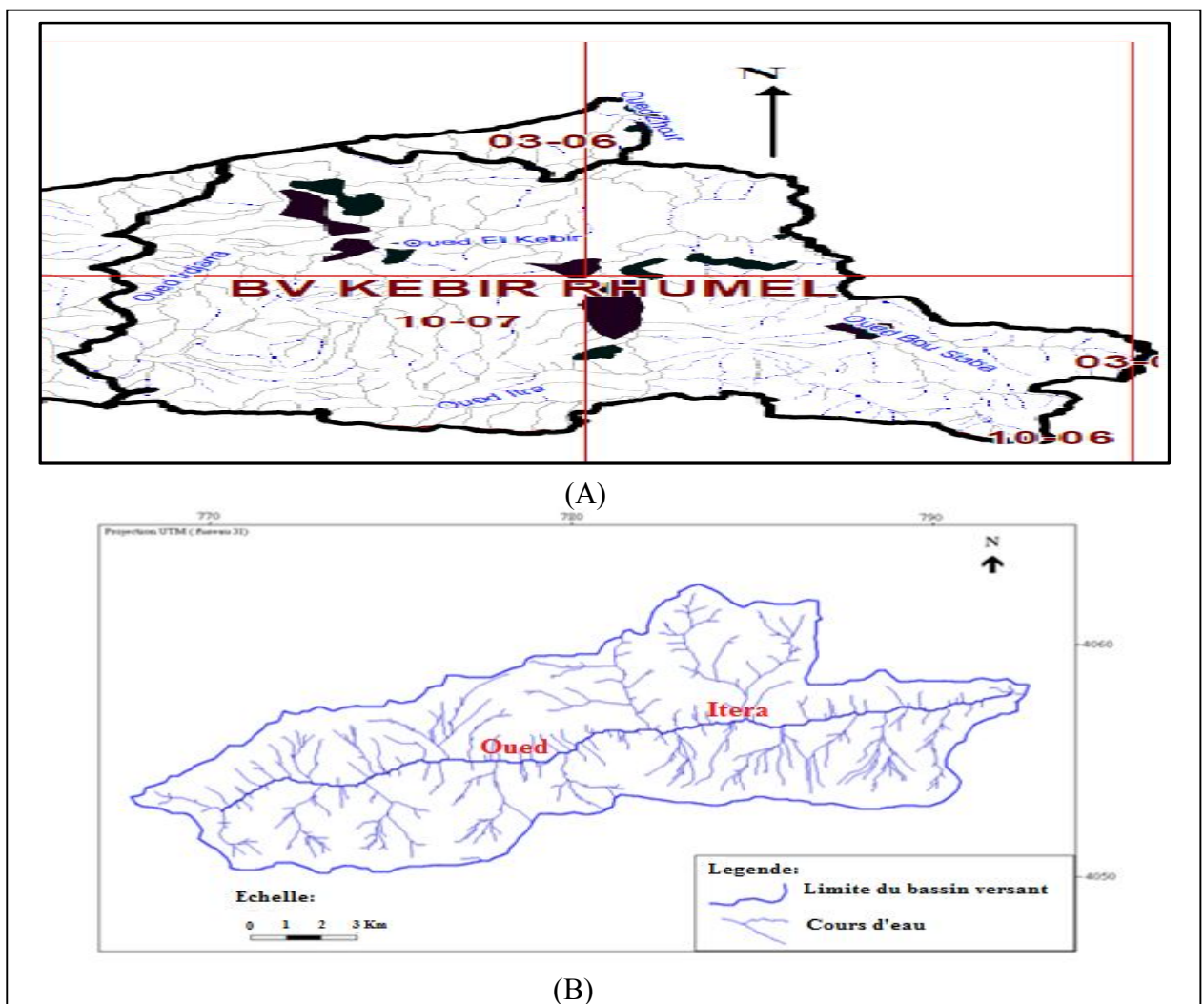
### III .1. Introduction

L'étude hydroclimatique 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.

Ceci va schématiser le fonctionnement du système hydrologique et hydrogéologique et son influence sur le comportement du sol du secteur étudié.

### III .2. Situation géographique du bassin versant

Oued Itéra est un cours d'eau qui fait partie du bassin inférieur de Oued EL –Kébir- Rhumel.



**Figure 11 :** Délimitation et situation géographique du sous bassin d'oued Itéra

(A) Location du sous bassin versant d'oued Itéra dans le bassin inférieur du Kébir Rhumel.

(B) Délimitation du bassin versant de l'oued Itéra (Extrait de la carte topographique de Sidi Merouane au 1/250.000).

Le sous bassin versant d'Itéra est limité :

Au Nord par la mer méditerranée.

A l'Est par Oued Bou Siaba.

A l'Ouest par Oued Irdjana.

Au sud par Oued Ennedja.

### III.3. Caractéristiques physiques et leurs influences.

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrographique. Et effet le régime des écoulements en période de crue et en période n'est pas ce même l'étiage. Les diverses caractéristiques morphologiques généralement étudiés sont : la taille du bassin (la surface, périmètre), sa forme, son élévation, sa pente, son orientation, ces facteurs s'ajoutent encore le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique.

En plus de l'importance et du rôle hydrologique joué par les caractéristiques physiographiques. Ces mêmes caractéristiques agissent également par le comportement hydrologique des bassins versants.

#### III.3.1. Paramètres géométriques

- *Surface et périmètre du bassin versant*

L'utilisation du logiciel Global Mapper 6 (version d'essai) nous a permis d'estimer la surface et le périmètre du bassin étudié.

Surface : (A) = 151 km<sup>2</sup>

Périmètre : (p) = 68,5 Km

#### III.3.2. Paramètres de forme

- **L'indice de compacité de Gravelius**

Noté  $K_G$  Permet de connaître la forme du B.V. La formule donnant cet indice s'écrit :

$$k_c = \frac{\text{Périmètre du bassin}}{\text{Périmètre du cercle de même surface}} \dots\dots\dots (III.01)$$

$$K_G = \frac{p}{2\sqrt{A} \cdot \pi} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Avec :

A : Surface est donnée en [Km<sup>2</sup>],

P : Périmètre est donné en [Km].

Le résultat obtenu est :

$$K_G = 1,56$$

L'indice de compacité ( $K_G$ ) obtenu est  $K_G = 1.56$  ça nous indique que notre sous bassin versant est allongé,

- **Rectangle équivalent**

Les formules donnent la longueur et la largeur sont :

$$\text{La longueur : } L = \frac{Kc \sqrt{A}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(\text{III.02})$$

$$\text{La largeur : } l = \frac{Kc \sqrt{A}}{1,12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(\text{III.03})$$

Les résultats obtenus sont :

$$L = 29 \text{ km}$$

$$l = 5 \text{ km}$$

### III .4. Analyse des caractéristiques hydroclimatiques

La reconnaissance des caractéristiques hydroclimatiques de notre région est un outil indispensable par la suite de notre travail. En effet. Comme pour la plupart des sujets traités dans la région, l'eau a été l'un des facteurs essentiels du déclenchement des mouvements de terrain.

#### III.4.1.Précipitations

Les précipitations sont toutes les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, sous forme liquide (bruine, pluie, averse) ou bien sous forme solide (neige, grésil, grêle).

Notre secteur d'étude (Sidi Marouf - Ouled Rabah) est moins arrosé de la wilaya de Jijel selon la carte de la pluviométrie de la wilaya de Jijel. **Figure 12.**

L'histogramme de la distribution mensuelle de la pluviométrie représenté dans la **Figure 13** montre un maximum pluviométrique de 182 mm au mois de décembre, le minimum est atteint au mois de Juillet et ne dépasse guère les 1.25 mm (**Tableau 01**).

**Tableau 01 : Répartition mensuelle de la pluviométrie enregistrée (en mm)**  
(Station de Settara, période 2003-2013)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Pluviométrie moyenne mensuelle (mm)	76.43	81.38	121.55	181.87	137.25	153.32	114.09	94.03	53.53	18.59	1.25	7.77	1041.06

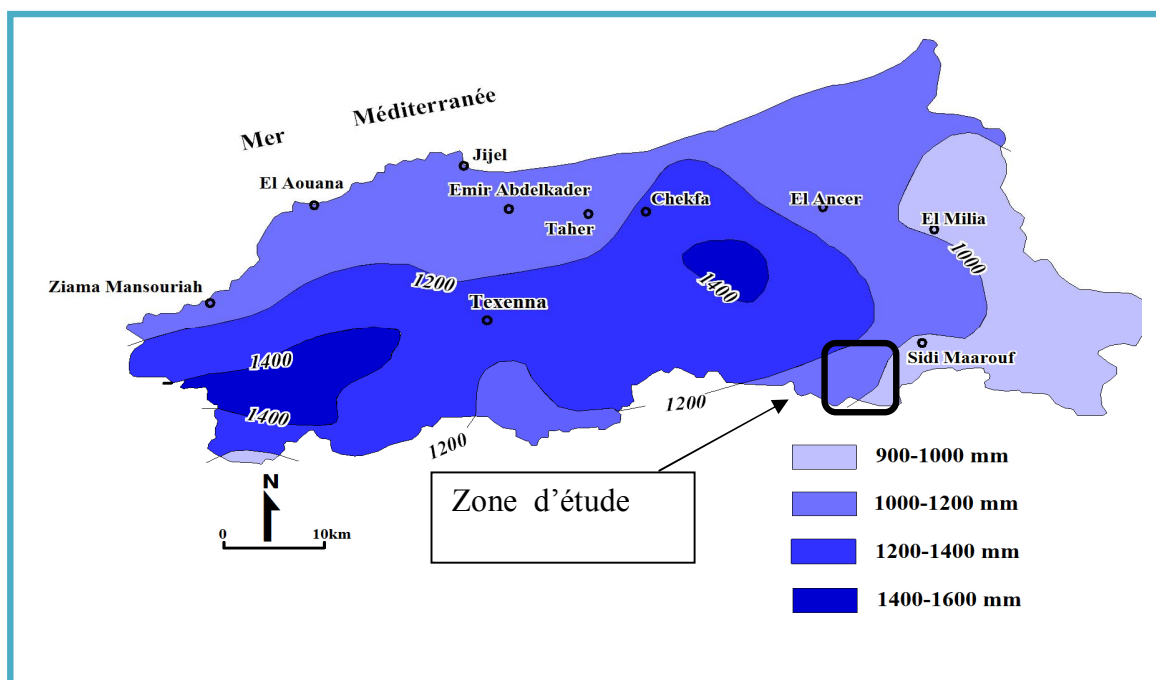


Figure 12 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (1996).

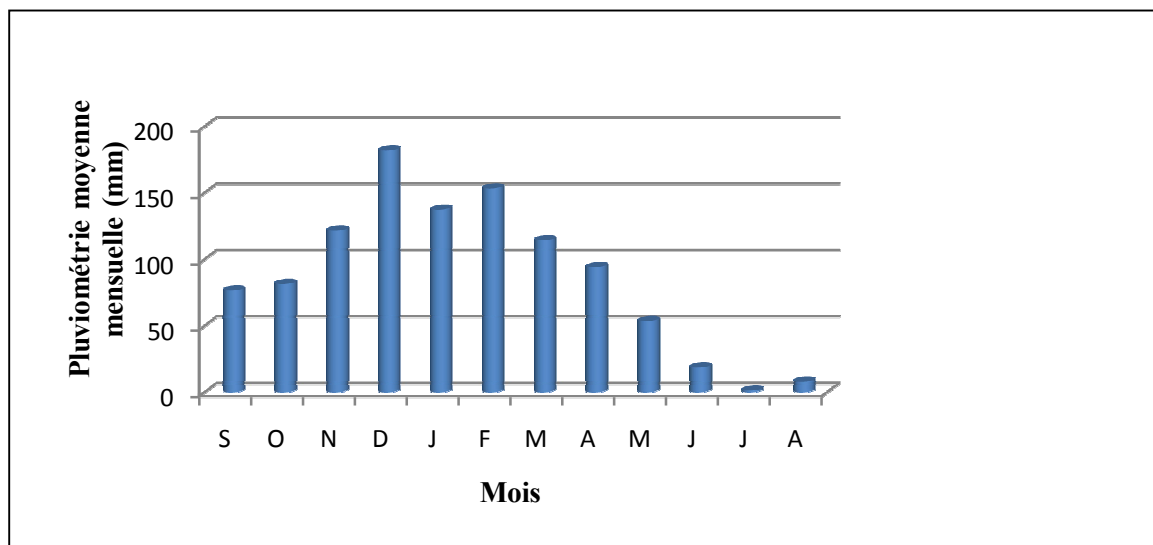


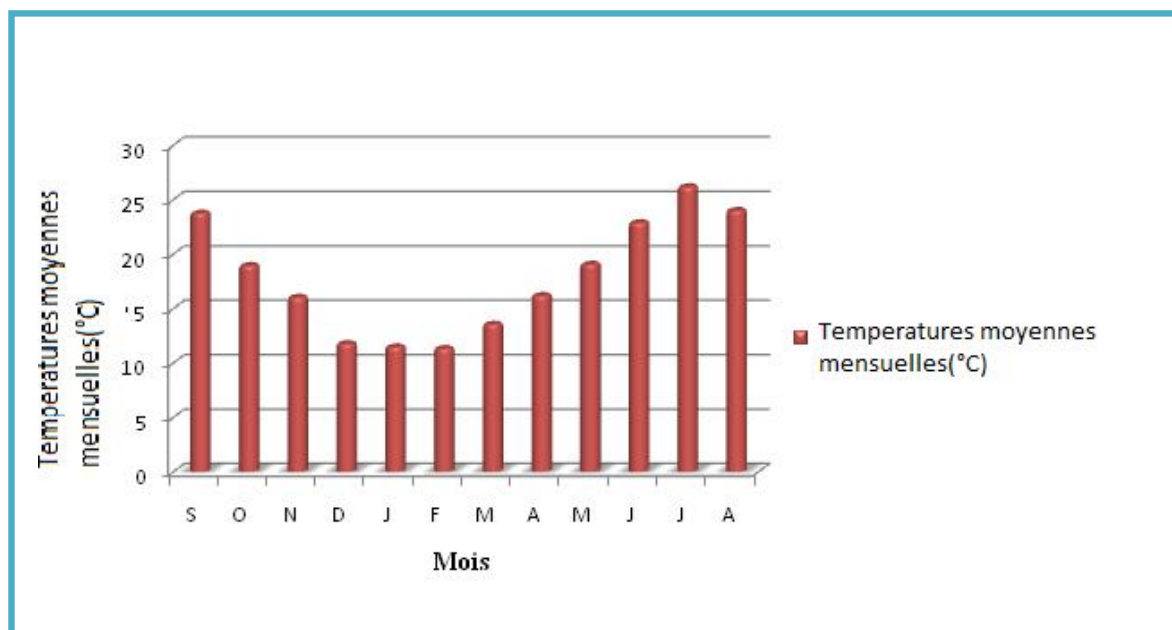
Figure 13: Distribution de la pluviométrie moyenne mensuelle.

### II.4.2. Température de l'air

La température de l'air est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrologique du fait de son impact sur le déficit d'écoulement (évapotranspiration). le **Tableau 02** et la **Figure 14** donnent la répartition de la température moyenne mensuelle pour la période 2003 à 2013. On remarque que le mois de juillet est le plus chaud (26°C), les mois de Janvier et février sont les mois le plus froids, la température en ces mois vaut (11°C).

**Tableau 02** : Distribution des Températures mensuelles (station Sattara 2003-2013).

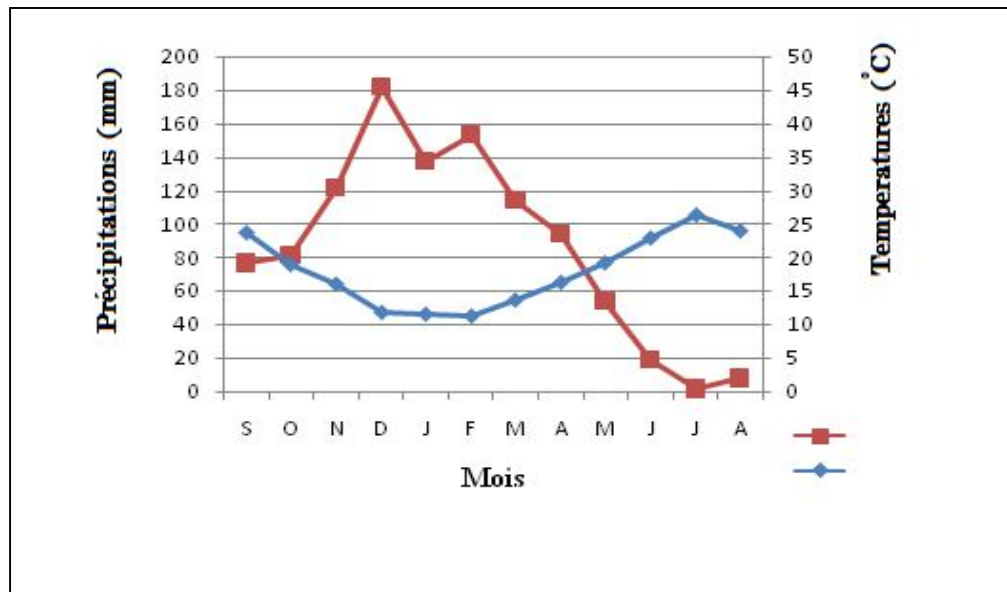
Température moyenne mensuelle (T°C)												
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Station de Sattara	23.78	18.96	16.04	11.78	11.48	11.33	13.57	16.2	19.08	22.9	26.2	24.02
	27.27%			16.02%			22.66%			34.01%		
	Automne			Hiver			Printemps			Eté		



**Figure 14:** Répartition des températures moyennes mensuelles (Station Sattara période 2003-2013).

**III.4 .3. Diagramme ombro-thermique**

Les données des précipitations et des températures mensuelles de la même période 2003-2013 pour la station de Settara nous ont permis d'établir le diagramme ombro-thermique que nous représentons sur la **Figure 15**. Le diagramme permet de déduire que la période hivernale s'étale du mois d'octobre au mois d'Avril. Durant cette période le potentiel de risque d'instabilité augmente considérablement.



*Figure 15 : Diagramme ombro-thermique*

**III.5. Bilan hydrologique**

La méthode que nous allons utiliser pour l'établissement du bilan hydrologie est la méthode empirique de Thornthwaite. Son but c'est pour évaluer la répartition des précipitations entre les composants suivants :

$$P = ETR + R + I + Wa \dots \dots \dots (III.04)$$

Avec:

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

**III.5.1. L'évapotranspiration**

L'évapotranspiration est le phénomène de transformation de l'eau en vapeur par l'effet physique. Cette évapotranspiration se constate lors de la formation de pellicules d'eau fines qui

recouvrent les feuilles, les tiges de plantes ainsi que la surface des eaux stagnantes et les couches superficielles du sol.

On distingue deux types d'évapotranspiration :

- **Evapotranspiration potentielle (ETP)**

Qui définit la quantité d'eau que le sol pourrait consommer dans les conditions optimums d'alimentation en eau en négligeant l'influence des facteurs externes.

- **Evapotranspiration réelle (ETR)**

Qui est définie par la quantité d'eau réellement consommée.

Plusieurs formules ont été prises en compte pour le calcul de l'ETP et L'ETR la méthode qu'on va utiliser est la méthode empirique de Thornthwaite, pour la quelle la température est le facteur utilisé afin de déduire ces deux paramètres.

### III.5.2. Calcul de l'évapotranspiration par la formule de Thornthwaite

#### A- L'évapotranspiration potentielle (ETP)

L'ETP au niveau de cette formule sera calculé en fonction de la température à condition de considérer des surfaces suffisamment étendues et des pas de temps assez longs.

$$ETP = 16 \cdot \left(\frac{10T}{I}\right)^a \dots\dots\dots(III.05)$$

ETP : évapotranspiration potentielle, mensuelle en mm pour 1 mois avec durée d'ensoleillement de 12 heures.

t : température moyenne mensuelle en C° pour le mois considéré.

I : indice thermique annuel obtenue en sommant  $i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1,514}$ .

a : indice calculé à partir de la formule suivante :  $a = 0,016 (I) + 0,5$

L'évapotranspiration potentielle mensuelle corrigée est obtenue à partir de la formule suivante :

$$ETP \text{ corrigée} = ETP \cdot K \dots\dots\dots(III.06)$$

K : Coefficient de correction qui dépend du mois et de l'altitude du lieu.

**Tableau 03 : Valeurs du coefficient d'ajustement mensuel « K ».**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
K	1,03	0,96	0,84	0,83	0,86	0,83	1,03	1,1	1,22	1,23	1,25	1,17

Tableau 04 : Calcul de l'ETP selon Thornthwaite.

Mois	Moyenne mensuelle des précipitations (mm)	Moyenne mensuelle des températures (C°)	I	ETP	K	ETP <sub>C</sub> (mm)
Septembre	76,43	23,78	10,60	107,60	1,03	110,82
Octobre	81,38	18,96	7,52	70,45	0,96	67,63
Novembre	121,55	16,04	5,84	51,53	0,84	43,28
Décembre	181,87	11,78	3,66	28,93	0,83	24,01
Janvier	137,25	11,48	3,52	27,57	0,86	23,71
Février	153,32	11,33	3,45	26,9	0,83	22,33
Mars	114,09	13,57	4,53	37,69	1,03	38,82
Avril	94,03	16,2	5,93	52,49	1,10	57,74
Mai	53,53	19,08	7,60	71,28	1,22	86,96
Juin	18,59	22,9	10,01	100,28	1,23	123,34
Juillet	1,25	26,2	12,28	128,98	1,25	161,22
Aout	7,77	24,2	10,88	111,18	1,17	130,08
<b>Total</b>	1041,06	215,52	85,82	714,94	–	889,94

### B - Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)

Par définition l'évapotranspiration réelle (ETR) est la quantité d'eau évaporée ou transpirée selon les conditions climatiques réelles. L'ETR est fonction de l'ETP et de la quantité d'eau présente dans le sol.

- si les précipitations ( $P$ ) du mois sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle  $ETR=ETP$
- si les précipitations du mois ( $P$ ) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle ( $ETP$ ), dans ce cas, Thornthwaite admet l'utilisation d'une Réserve Facilement Utilisable (RFU) de 100 mm.
- $ETR = \sum p_i + RFU$ ; celle-ci est supposée mobilisée comme suit :
  - a) si la RFU antérieure est assez forte pour combler l'insuffisance des précipitations :  $ETR = ETP$
  - b) si la RFU est insuffisante pour satisfaire l'évapotranspiration potentielle :  $ETR = P + RU$

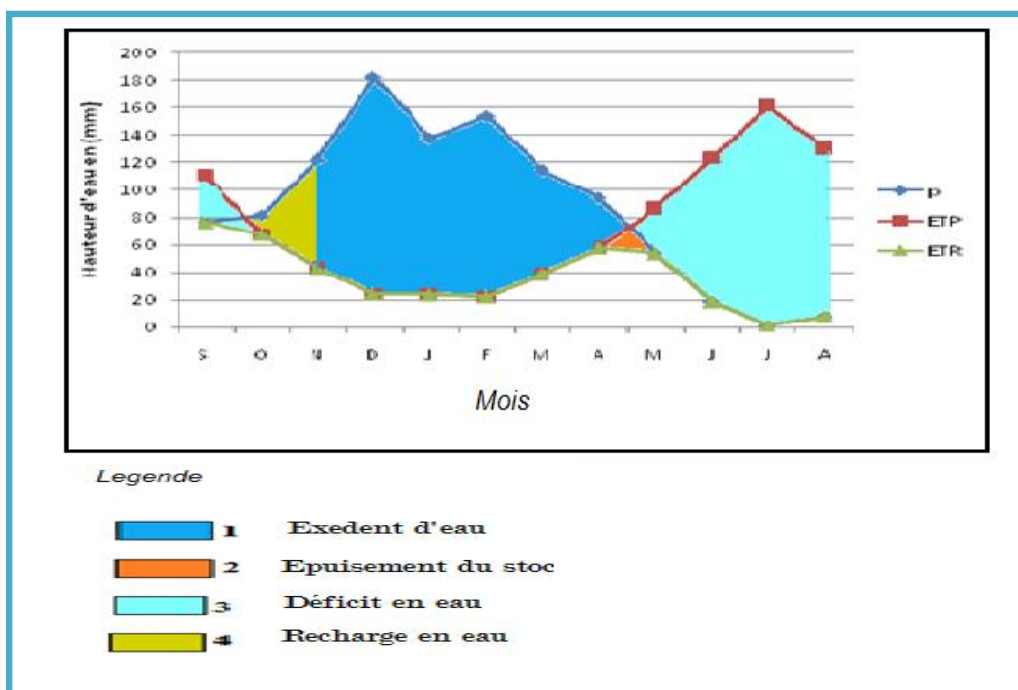


- Le déficit d'eau que l'on appelle parfois le déficit agricole égal à la différence entre l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle.

$$DA = ETP - ETR \dots \dots \dots (III.07)$$

**Tableau 05 : Résultats du calcul de l'ETP et l'ETR**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	T
P	76,43	81,38	121,55	181,87	137,25	153,32	114,09	94,03	53,53	18,59	1,25	7,77	<b>1041,06</b>
T	23,78	18,96	16,04	11,78	11,48	11,33	13,57	16,2	19,08	22,9	26,2	24,02	<b>215,5</b>
i	10,60	7,52	5,84	3,66	3,52	3,45	4,53	5,53	7,6	10,01	12,28	10,88	<b>85,82</b>
ETP	110,82	67,63	43,28	24,01	23,71	22,33	38,82	57,74	86,96	123,34	161,22	130,08	<b>890</b>
p_ETP	-34,39	13,75	78,27	157,86	113,54	130,99	75,27	36,29	-33,43	-104,75	-159,97	-122,31	<b>151,12</b>
RFU	0	13,75	92,02	100	100	100	100	100	66,57	0	0	0	
ETR	76,43	67,63	43,28	24,01	23,71	22,33	38,82	57,74	53,53	18,59	1,25	7,77	<b>435,09</b>
DA	34,39	0	0	0	0	0	0	0	0	104,75	159,97	122,31	<b>421,42</b>
EX	0	0	0	157,86	113,54	130,99	75,27	36,29	0	0	0	0	<b>513,95</b>



**Figure 16 : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite (Station Sattara, 2003-2013)**

Le graphique du bilan hydrologique représenté permet de déduire les points suivants:

La période hivernale s'étale du mois d'octobre au mois d'avril, dans cette période les précipitations liquides sont très abondantes et sont supérieures à l'évapotranspiration. Les pluies

tombées vont en premier lieu pour recharger les réserves, cela continue jusqu'au mois de novembre. A partir de ce mois le plein des réserves est atteint, l'excédent d'eau va donc s'écouler. Les ruissellements atteignent leur maximum au mois de décembre.

La période estivale s'étale début de mai au mois de septembre, c'est une période déficitaire en eau où les précipitations sont pratiquement nulles, l'évapotranspiration est élevée, les infiltrations sont d'ailleurs nulles, les réserves sont épuisées et les ruissellements sont asséchés, avec ces conditions les terrains ne glissent pas immédiatement, mais plutôt c'est la résistance des sols qui décroît.

### III.5.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration

Pour le calcul des ruissellements et des infiltrations on utilise :

Evapotranspiration potentielle.	ETP = 890 mm.
Précipitations moyennes annuelles.	P = 1041 mm.
Lame évapotranspirée	ETR = 435 mm.

#### III.5.3.1. Ruissellement

La lame d'eau ruisselée est estimée à partir de la formule **T'ixeront-Berkaloff**, son expression est comme suit:

$$R = P^3 / 3 (ETP)^2 \dots\dots\dots(III.08)$$

Avec :

**R** : ruissellement en (mm);

**P** : précipitations moyennes annuelles;

**ETP** : évapotranspiration potentielle.

Le résultat obtenu est :  $R = (1041)^3 / 3 (890)^2$       donc : **R=475 mm**

$$R\% = \frac{(R * 100)}{P} \quad R = \frac{474,82 * 100}{1041,06} = 46\%$$

La valeur du ruissellement (R) obtenue est de 475 mm qui représente **46 %** des précipitations.

### III.5.3.2. Infiltrations

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.

Elle est estimée à partir de la formule du bilan hydrologique :

$$P = ETR + R + I \dots\dots\dots(III.09)$$

Avec;  $I = P - (ETR + R) \dots\dots\dots(III.10)$

$$I = 1041 - (475 + 435)$$

$$I = 131$$

$$I\% = 13 \%$$

On obtient alors une quantité d'eau infiltrée qui représente **13%** des précipitations.

### III.6. Conclusion

Au regard des résultats du bilan hydrologie calculé. Nous observons que pour les eaux de pluie enregistrées au niveau du bassin **13%** s'infiltrent. Environ **46 %** des eaux tombées partent rejoindre la mer par ruissellement et **41 %** s'évaporent.

#### IV.1. Description de l'ouvrage

Le projet étudié est un pont reliant entre Sidi Marouf et Ouled Rabah de 11m de largeur et 120 m de longueur. Les fondations sont des pieux de 1.2 m de diamètre et de 15 à 20 m de profondeur.

#### IV.2. Campagne de reconnaissance géotechnique

La campagne des reconnaissances géotechniques réalisée pour le site notre projet de fin comporte deux parties la première concerne l'exécution de 03 sondages carottés avec récupération des échantillons, et la deuxième représente la réalisation des essais d'identification physico-mécaniques au laboratoire. Les résultats des essais d'identification des sols ont été fournis par le laboratoire d'Habitats et de Construction Sud Batna (LHC Sud, 2013)

#### IV.3. Interprétation des résultats des sondages carottés

Le **Tableau 6** regroupe les résultats de la description visuelle des trois sondages carottés au niveau du site étudié.

*Tableau 06 : Description lithologiques du site étudié (L.H.C.Sud, 2013).*

Sondages	Profondeur (m)	Lithologie
N° 01	0.00 à 3.00	Sable limoneux graveleux et caillouteux
	3.00 à 9.00	Marne brunâtre graveleuse
	9.00 à 12.00	Marne grisâtre friable
	12.00 à 20.00	Marne grisâtre calcaireuse
N° 02	0.00 à 1.20	alluvions
	1.20 à 7.00	Sable limoneux intercalé par des blocs de calcaire
	7.00 à 15.00	Marne grisâtre
N° 03	0.00 à 1.20	alluvions
	1.20 à 4.00	Sable limoneux intercalé par des blocs de calcaire
	4.00 à 10.00	Marne grisâtre friable
	10.00 à 14.00	Marne compacte

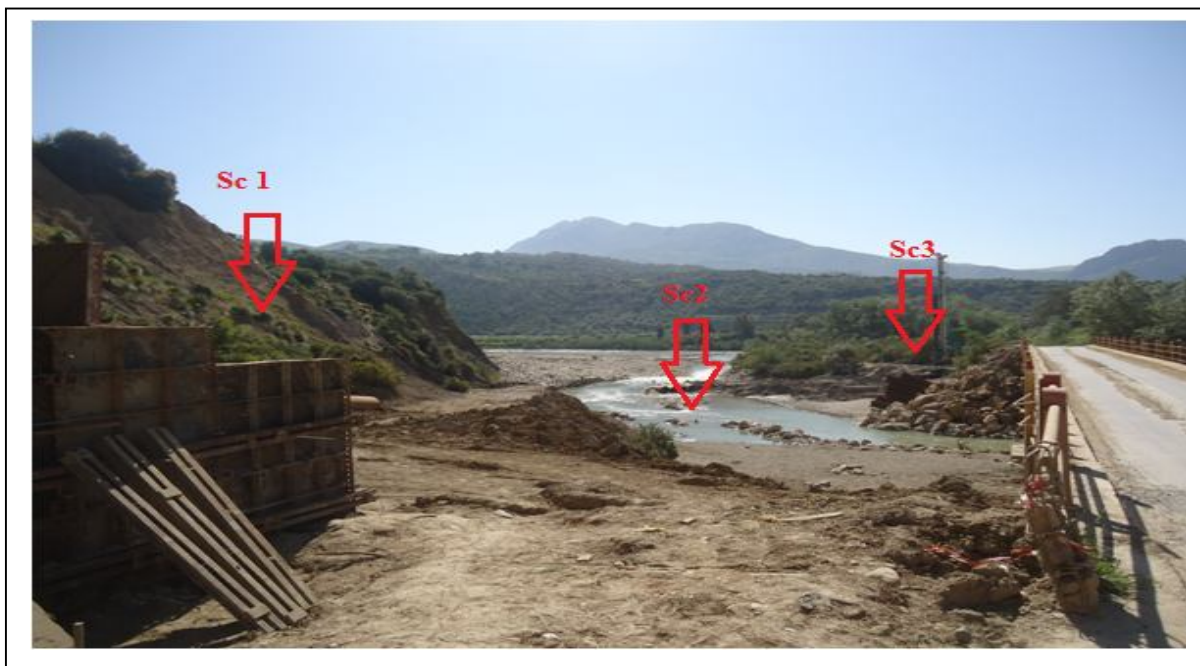
Trois sondages carottés ont été réalisés sur le site à savoir ,un sondage de vingt mètre (20m) de profondeur au niveau de la culée menant vers sidi Marouf, un deuxième sondage de quinze mètres (15m) à été effectué au niveau de l'oued et un troisième sondage de quatorze mètre (14 m) de profondeur a été réalisé au niveau du coté menant vers Ouled Rabah.

Concernant le nombre des sondages carottés réalisés nous signalons l'insuffisance de ces derniers par rapport à l'importance de l'ouvrage et nous recommandons un complément de sondages carottés à savoir un minimum de 1 sondage par fondation (piles et culées).

D'après la description du site issue des sondages carottés. Les formations rencontrées. Sont intercalées par la marne qui devient calcaireuse en profondeur.

La lecture de la lithologie du site nous montre la présence d'un sol potentiellement bon pour l'ancrage des pointes des pieux à partir de 12 m de profondeur environ.

La **Figure 17** nous montre une vue de site étudié avec l'indication des emplacements des trois sondages carottés réalisés dans ce projet.



**Figure 17 :** *Implantation des sondages carottés au niveau du site destiné à la construction du Pont (L .H.C Sud,2013).*

#### IV.4. Les essais géotechniques en laboratoire

Les échantillons de sol prélevés, on fait l'objet d'essais physiques, mécaniques et d'analyses chimiques réalisées par le laboratoire LHC sud ces travaux d'identifications des sols regroupent les essais suivants :

##### IV.4.1. Paramètres Physiques des sols étudiés

*Tableau 07 : Paramètres physiques des sols étudiés.*

Sondages	Profondeur	Paramètres mesures				
		Densité humide $\gamma_h$	Densité sèche $\gamma_d$	Teneur en eau naturelle $W_n(\%)$	Teneur en eau de saturation $W_s(\%)$	Degré de saturation $S_r(\%)$
N° 01	3,20 à 3,60	1,93	1,72	12,26	21,04	58,31
N° 01	11,60 à 11,90	2,05	1,85	10,51	16,98	61,90
N° 02	4,00 à 4,50	1,64	1,47	12,07	31,17	38,71
N° 03	4,00 à 4,50	1,94	1,74	10,21	20,37	50,14

Le **Tableau 07** indique que les sols en place se caractérisent aussi par une faible teneur en eau naturelle qui varie entre  $10,21 \leq W_n \leq 12,26\%$ .

D'autre part ce même tableau nous montre des sols moyennement dense à dense avec des densités humides allant de 1,6 à 2,05 et des densités sèches allant de 1,47 à 1,74.

##### IV.4.2. Analyses chimiques des sols étudiés

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés, sont représentées dans le Tableau suivant.

**Tableau 08 : Résultats des analyses chimiques des sols étudiés.**

Sondages	Profondeur (m)	Paramètres mesures		
		Carbonate CACO3%	Sulfate SO4%	Classification selon la NF P 18-011
N° 01	3,20 à 3,60	32	1,59	A2
N° 01	11,60 à 11,90	32	0,62	A2
N° 02	4,00 à 4,50	24	1,47	A2
N° 03	4,00 à 4,50	28	0,53	A1

Les résultats des analyses chimiques indiquent que les sols en questions sont faiblement agressifs à moyennement agressifs qui appartient au niveau d’agressivité A1 et A2 selon la classification de la norme N FP18- 011.

**IV.4.3. Caractéristiques mécaniques des sols étudiés**

▪ **Essai de cisaillement**

La boîte de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l’échantillon suivant un plan imposé. La mesure de  $\sigma$  et de  $\tau$  à la rupture, déterminée sur trois ou quatre échantillons permettent le tracé de la droite :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots(\text{IV.01})$$

D’où la détermination de la cohésion apparente C et de l’angle de frottement interne du sol  $\varphi$

Les résultats de l’essai de cisaillement rectiligne de type consolidé drainé (CD) effectué par le laboratoire LHC sud sont regroupés dans le Tableau suivants :

**Tableau 09 : Caractéristiques mécaniques au niveau de la culée coté Sidi Marouf.**

Couche N°	Profondeur (m)	Angle de flottement interne du sol $\varphi$	Cohésion (bars)
01	0,00 à 3,00	28°	0,36
02	3,00 à 12,00	14°	0,56
03	12,00 à 20,00	28°	0,56

**Tableau 10:** Caractéristiques mécaniques au niveau des piles (1, 2, 3)

Couche N°	Profondeur (m)	Angle de frottement interne $\varphi$	Cohésion (bars)
01	0,00 à 7,00	28°	0,36
02	07,00 à 15,00	28°	0,56

**Tableau 11 :** Caractéristiques mécaniques au niveau de la culée coté Ouled Rabah

Couche N°	Profondeur (m)	Angle de frottement interne $\varphi$	Cohésion (bars)
01	0,00 à 4,00	28°	0,36
02	4,00 à 10,00	28°	0,56

**Remarque 01 :**

Nous signalons l'absence des caractéristiques physico-mécaniques des formations existantes au niveau des piles n°01 et n°02 projetées pour cet ouvrage d'art. Sachant que même si ces formations sont les mêmes des changements au niveau des caractéristiques physico-mécaniques peuvent exister et mettre en question les résultats établis par la suite sur la base d'une campagne de reconnaissance insuffisante et incomplète.

**Remarque 02 :**

On a un doute que les caractéristiques mécaniques sont un peu élevées.





- Les fondations profondes mobilisent le sol par frottement latéral et par effet de pointe  
Proportionnellement à leur section.

**IV.5.1. Principe de calcul de la force portante**

$$Q_t = Q_p + Q_f \dots\dots\dots(IV.02)$$

Avec,

$Q_t$  : Force portante limite ;

$Q_p$  : Force portante due à la pointe ;

$Q_f$  : Force portante due au frottement latéral.

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

$$Q_t = S q_t + A q_f \dots\dots\dots(IV.03)$$

Avec,

$A$  : Surface latérale du pieu dans les couches porteuses ;

$S$  : Section de la pointe du pieu ;

$q_f$  : Frottement latéral unitaire ;

$q_t$  : Pression limite sous la pointe.

**IV.5.2. Résistance de pointe**

On utilise la formule suivante par (*Forni, 1981*) :

$$Q_p = \pi \frac{B^2}{4} (Nq \sum_{i=1}^n \gamma_i d_i + 1,3 C . Nc) \dots\dots\dots(IV.04)$$

Forni, M(1981) montre que la résistance de point ainsi calculée est sous estimée. Des essais réalisés par Caquot et Kerisel sur des pieux de petits diamètres on permit de proposer pour le facteur de portance  $Nq$  les valeurs ci-dessous :

$$Nq = (10)^{Ntg\varphi} ; Nc = \frac{Nq-1}{tg\varphi} \dots\dots\dots(IV.05)$$

Avec,  $\left\{ \begin{array}{l} N = 3,7 \text{ si } B < 32 \text{ cm ;} \\ N = 2,7 \text{ si } B = 32 \text{ cm ;} \\ B : \text{ Diamètre du pieu ;} \\ \varphi : \text{ Angle de frottement interne du sol de la couche porteuse au niveau de la pointe.} \end{array} \right.$

-si  $b > 32 \text{ cm} : Nq = tg^2(45 + \frac{\varphi}{2}) e^{\pi tg\varphi}$  (coefficient des fondations superficielles).

**Remarque :** Les valeurs proposées pour  $Nq$  par Caquot et Kerisel sont valables à conditions que le pieu aura un engagement minimum (fiche critique)  $D_C = \frac{B}{4} Nq^{\frac{2}{3}}$ .

**IV.5.3. Frottement latéral**

Le frottement latéral ne sera pris en compte que sur la hauteur (**D-D<sub>C</sub>**), où **D** représente la fiche du pieu.

▪ **Milieu pulvérulent**

En s'enfonçant dans le sol le pieu refoule le terrain en engendrant dans le massif une réaction de butée inclinée d'un angle (**δ**) avec l'horizontale telle que:

$$q_f = \gamma \cdot z \cdot k_p \cdot \sin \delta \dots\dots\dots(IV.06)$$

$K_p$  est le coefficient de butée correspondant à un écran vertical.

Si on désigne par  $p$  le périmètre de la section du pieu, à la côte  $Z$ , on adopte pour  $Q_f$  la relation suivante :

$$Q_f = p \cdot q_f \frac{z}{2} = p (k_p \cdot \sin \delta) \gamma \frac{z^2}{2} \dots\dots\dots(IV.07)$$

Dans la pratique il est conseillé d'adopter :  $\delta = -2/3\varphi$  en particulier

- pour les **milieux peu denses**, c. à .d ceux pour lesquels:  $28^\circ \leq \varphi \leq 36^\circ$  et  $\gamma = 1,7$  à  $1,8 \text{ t/m}^3$ .
- Pour les **milieux denses** on pourra prendre:  $\delta = -\varphi$  dans ce cas :  $34^\circ \leq \varphi \leq 42^\circ$  et  $\gamma$  entre  $1,8$  et  $1,9 \text{ t/m}^3$ .
- Afin de faciliter les calculs de portance Caquot à proposé les valeurs ci-dessous pour [ $K_p \sin (-\varphi)$ ] et [ $K_p \sin (-2/3 \varphi)$ ] comme le montre le **Tableau 13**.

**Tableau 12:** Valeurs du coefficient  $k_p$  (Forni, M. 1981).

$\varphi^\circ$	0	10	15	20	25	30	35	40	45
$K_p \sin (-\varphi)$	0	0,285	0,567	1,03	1,81	3,21	5,85	11,3	23,7
$K_p \sin (-2/3\varphi)$	0	0,186	0,364	0,641	1,10	1,88	3,27	5,9	11,4

▪ **Milieu à la fois frottant et cohérent**

Dans ce cas on ajoute au frottement unitaire calculé pour les milieux pulvérulents l'incidence de la cohésion. L'action de la cohésion étant assimilée à l'effet d'une surcharge, l'expression de la force unitaire de frottement est donnée par la formule suivante :

$$q_{fc} = k_p (C \cdot \cotg) \sin \delta = C \cdot kc \dots\dots\dots(IV.08)$$

Avec:  $kc = (1 + \sin \varphi) e^{[2(\frac{\lambda}{4} + \frac{\varphi \varphi}{2})]} \text{tg} \varphi = (1 + \sin \varphi) e^{(\frac{\lambda}{2} + \varphi)} \text{tg} \varphi$

Les valeurs du coefficient  $kc$  sont données dans le **Tableau 14** pour  $\delta = -\varphi$  et  $\delta = -2/3\varphi$

**Tableau 13:** Valeurs du coefficient  $kc$  (Forni, 1981)

$\varphi^\circ$	0	10	15	20	25	30	35	40	45
$Kc (-\varphi)$	1	1,6	2,06	2,70	3,62	5,01	7,27	10,36	17,97
$Kc (-\frac{2}{3}\varphi)$	1	1,24	1,43	1,67	2,00	2,47	3,14	4,04	5,39

**Remarque :** dans un sol purement cohérent ( $\varphi = 0$ ) on obtient :  $q_f = C \cdot kc = 1$

▪ **Formule pratique de Caquot et Kerisel:**

Ces auteurs proposent d'adopter pour  $q_f$  la valeur expérimentale suivante :

$$q_f = Cu \frac{1+Cu^2}{1+7Cu^2} \dots\dots\dots(IV.09)$$

Avec  $Cu$  la cohésion non drainée exprimée en bars.

Pour les fondations profondes on adopte un coefficient de sécurité égal à **2** pour l'effort de pointe et **3** pour le frottement latéral. D'où la force portante admissible aura pour valeurs :

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} \dots\dots\dots(IV.10)$$

**IV.5.4. Exemple de calcul de capacité portante d'un pieu foré isolé (culée coté Sidi Marouf)**

Dans ce qui suit une application numérique est proposée à titre d'exemple pour un pieu foré isolé de diamètre  $B = 0,8$  m et une fiche  $D = 15$  m.

**(a) effort de pointe  $Q_p$  :**

$$Q_p = s \cdot q_p = \frac{\lambda B^2}{4} (Nq \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_i + 1,3C \cdot Nc)$$

Avec :

$D = 15$  m

$\varphi = 28^\circ$

$B = 0,8$  m

$\rho = 2 \Rightarrow \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 = 2 \text{ t/m}^3$

$C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$

**Calcul des facteurs de portance  $Nq$  et  $Nc$  :**

$$Nq = tg^2(45 + \varphi \frac{1}{2}) e^{\lambda tg \varphi} \text{ (lorsque } B > 32 \text{ cm)}$$

Donc :  $Nq = tg^2(45 + 28/2) e^{3,14 \cdot tg 28} = 14,71$

$$Nc = (Nq - 1) / tg \varphi$$

Donc :  $Nc = (14,7 - 1) / tg 28 = 25,78$

$$\Rightarrow Q_p = \frac{3,14(0,8)^2}{4} [(14,71)(2)(15) + (1,3)(5,6)(25,78)] \Rightarrow Q_p = 316,00 \text{ t}$$

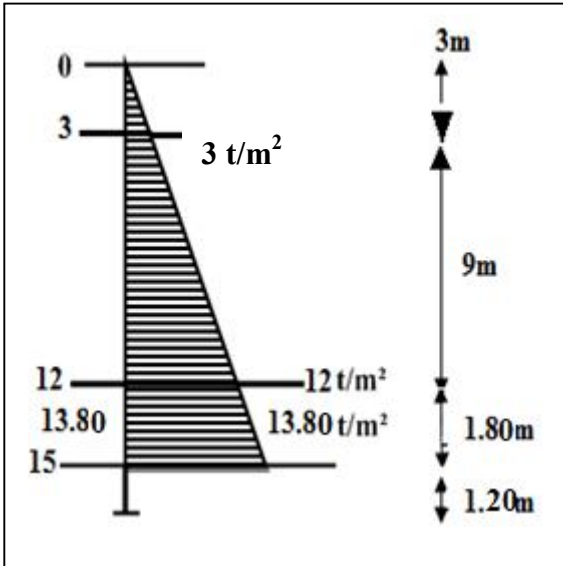
**(b) Effort due au frottement latéral**

La longueur nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe est:  $D_c = \frac{B}{4} Nq^{2/3}$

$\Rightarrow D_c = \frac{0,8}{4} Nq^{2/3} = 1,20 \text{ m}$

$\Rightarrow$  le frottement latéral agira donc sur une longueur de  $(15\text{m} - 1,20\text{m}) = 13,80\text{m}$ .

▪ **L'effet du frottement latéral**



➤ De 0 à 3m : l'angle de frottement  $\varphi = 28^\circ$  ; et  $\gamma = 1,93 \text{ t/m}^3$

A partir du Tableau qui donne le coefficient  $k_p$  en fonction de  $\varphi$  ,  $K_p \cdot \sin\delta = 2,56$

$q_{fp} = \gamma \cdot Z \cdot K_p \cdot \sin\delta = [(1,93) (3) (2,56)] = 14,82 \text{ t/m}^2$

➤ De 3 à 12m :  $\varphi = 14^\circ$  ;  $\gamma = 2,05 \text{ t/m}^3$  et  $K_p \cdot \sin\delta = 0,51$

$q_{fp} = (2,05) (12) (0,51) = 12,55 \text{ t/m}^2$

➤ De 12 à 13,80m :  $\varphi = 28^\circ$  ;  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$  et  $K_p \cdot \sin\delta = 2,56$

$q_{fp} = (2) (13,80) (2,56) = 70,66 \text{ t/m}^2$

Donc :  $Q_{fp} = \lambda B \left[ \frac{(14,82) \cdot (3)}{2} + \frac{(14,82) + (12,55)}{2} (9) + \frac{(12,55) + (70,66)}{2} (1,80) \right] \Rightarrow Q_{fp} = 553,00 \text{ t}$

▪ **L'effet de la cohésion**

➤ De 0 à 3m :  $C = 0,36 \text{ Bar} = 3,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  ;

A partir du tableau qui donne le coefficient  $K_c$  en fonction de  $\varphi$  (*Forni.M, 1981*) ;  $K_c = 4,45$

$q_{fc} = C \cdot K_c = (3,6) (4,45) = 16,02 \text{ t/m}^2$

➤ De 3 à 12m :  $C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 14^\circ$  et  $K_c = 1,96$

$q_{fc} = (5,6) (1,96) = 10,98 \text{ t/m}^2$

➤ De 12 à 13,80m :  $C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  et  $K_c = 4,45$

$$q_{fc} = (5,6) (4,45) = 24,92 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{fc} = (3,14) (0,8)[(16,02)(3) + (10,98)(9) + (24,92)(1,80)] \Rightarrow Q_{fc} = 481,64 \text{ t.}$$

**La force totale de frottement latéral :**

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc} = (553,35) + (481,64) \Rightarrow Q_f = 1035,00 \text{ t}$$

**(c) La charge limite  $Q_l$ :**

$$Q_l = Q_r + Q_p = (1035,00) + (316,00) \Rightarrow Q_l = 1351,00 \text{ t}$$

**(d) La force portante admissible du pieu  $Q_{ad}$ :**

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} = \frac{316,00}{2} + \frac{1035,00}{3} \Rightarrow Q_{ad} = 503,00 \text{ t}$$

Le **Tableau 14,15** et **16** résument les résultats des calculs des différentes variantes proposées pour le système de fondation du pont projeté à savoir les fondations de la culée coté Sidi Marouf celles du coté Ouled Rabah et celles sous les trois piles centrales.

**Tableau 14:** Force portante admissible du sol à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de la culée côté Sidi Marouf (sondage N° 01).

D(m) Fiche de pieu	B(m) Diamètre	Qp (t) Force portante de pointe	Qf(t) Force portante due au frottement latéral	Ol (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Qad (t) Force portante admissible
15	0,8	316,00	1035,00	1351,00	503,00
	1	493,75	1227,45	1721,20	656,02
	1,2	711,00	1395,12	2106,12	820,54
18	0,8	360,34	1628,92	2007,62	723,14
	1	563,03	1955,38	2518,41	933,31
	1,2	810,76	2319,08	3129,84	1178,41

**Tableau 15:** Force portante admissible du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de la culée coté Ouled Rabah (sondage N° 03).

D(m) Fiche de pieu	B(m) Diamètre	Q <sub>p</sub> (t) Force portante de pointe	Q <sub>f</sub> (t) Force portante due au frottement latéral	O <sub>l</sub> (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Q <sub>ad</sub> (t) Force portante admissible
9	0,8	160,80	304,34	465,14	181,85
	1	251,25	380,72	631,97	252,53
	1,2	361,81	400,37	762,18	314,36
12	0,8	182,97	500,01	682,98	258,15
	1	285,90	598,20	884,10	342,35
	1,2	411,69	686,33	1098,02	434,62
15	0,8	205,14	733,14	938,28	346,95
	1	320,54	877,33	1197,87	452,71
	1,2	461,57	1025,53	1487,10	572,63

**Tableau 16:** Force portante admissible du sol à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau des piles N° 01,02 et 03 (sondage N°02).

D(m) Fiche de pieu	B(m) Diamètre	Q <sub>p</sub> (t) Force portante de pointe	Q <sub>F</sub> (t) Force portante due au frottement latéral	O <sub>L</sub> (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Q <sub>ad</sub> (t) Force portante admissible
9	0,8	227,24	410,03	637,27	250,29
	1	355,06	460,61	815,57	331,07
	1,2	511,29	492,16	1003,45	419,67
12	0,8	271,84	889,12	1160,96	432,37
	1	424,35	1044,99	1469,34	561,08
	1,2	611,06	1176,98	1788,04	697,86
15	0,8	315,92	1483,96	1799,96	652,61
	1	493,63	1774,04	2267,67	838,16
	1,2	710,83	2033,34	2744,17	1033,24

## IV.6 .Etude comparative entre nos calculs et les résultats du bureau d'études :

*Tableau 17: comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau de la culée Ouled Rabah.*

	Nos résultats	Les résultats du bureau d'étude
<b>D(m)</b> Fiche de pieu	14,5	14,5
<b>B(m)</b> Diamètre	1,2	1,2
<b>Q<sub>p</sub> (t)</b> Force portante de pointe	453,26	442,93
<b>Q<sub>f</sub>(t)</b> Force portante due au frottement latéral	975,38	958,99
<b>O<sub>1</sub> (t)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	1428,64	1401,64
<b>Q<sub>ad</sub> (t)</b> Force portante admissible	551,76	541,13

*Tableau 18: comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau de la culée de Sidi Marouf.*

	Nos résultats	Les résultats du bureau d'étude
<b>D(m)</b> Fiche de pieu	15,4	15,4
<b>B(m)</b> Diamètre	1,2	1,2
<b>Q<sub>p</sub> (t)</b> Force portante de pointe	724,3	716,79
<b>Q<sub>f</sub>(t)</b> Force portante due au frottement latéral	1469,67	169,62
<b>O<sub>1</sub> (t)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	2193,97	886,41
<b>Q<sub>ad</sub> (t)</b> Force portante admissible	852,04	354,9



**Tableau 19** : comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau des piles.

	Nos résultats	Les résultats du bureau d'étude
<b>D(m)</b> <b>Fiche de pieu</b>	19,3	19,3
<b>B(m)</b> <b>Diamètre</b>	1,2	1,2
<b>Q<sub>p</sub> (t)</b> <b>Force portante de pointe</b>	853,93	758, 96
<b>Q<sub>f</sub>(t)</b> <b>Force portante due au frottement latéral</b>	3565,44	128,24
<b>O<sub>1</sub> (t)</b> <b>Charge limite verticale d'un pieu isolé</b>	4419,37	887,20
<b>Q<sub>ad</sub> (t)</b> <b>Force portante admissible</b>	1645,34	350,09

### Remarque

Nous signalons que cette différence constatées est due à la négligence du bureau d'étude de l'effet du milieu frottant. La chose qui a incidence sur les valeurs de la capacité portante et par conséquent sur le coté économique du projet.

### IV.7. Comportement d'un groupe de pieu

En pratique il arrive que la charge limite globale  $Q_g$  du groupe de (n) pieux soit inférieure à la somme des limites des pieux du groupe  $Q_l$  considéré comme isolés (*Gérard et al, 2003*).

Le comportement d'un groupe de pieux revêt différents aspects. Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé. Les modifications dont il a lieu de tenir compte sont :

- La force portante sous sollicitations axiales.
- Le tassement.
- Le frottement négatif.

Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

- a) La mise en place d'un ensemble de pieu crée un remaniement du sol qui différent de celui produit par la mise en place d'un pieu isolé.
- b) La charge appliquée sur un pieu a une influence en termes d'efforts et de déplacement sur le comportement des pieux voisins. Cette influence peut être chiffrée par des méthodes rationnelles telles que les éléments finis (*Frank, 2003*).

#### IV.7.1. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe

##### IV.7.1.1. 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, 2003*) :

$$C_e = \frac{\text{Charge limite du groupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}} \dots\dots\dots(\text{IV.11})$$

Avec :  $N$  le nombre de pieux.

##### (a) Groupe de pieux dans un sol cohérent

Dans ce cas le coefficient d'efficacité est plus petit des deux valeurs suivantes :

- La valeur de  $C_e$  donnée par la méthode de la pile fictive de Terzaghi, correspondant à un groupe de pieux et du sol entre les pieux comme une fondation monolithique et massive ayant une section droite et un périmètre égaux à ceux du groupe, et la fiche de ce radier fictif est égale à  $2/3$  celle des pieux si ces derniers sont flottants, et est égal à toute la fiche s'ils travaillent en pointe, Cette fondation sera calculée comme si elle était isolée, on obtient ainsi la charge limite du groupe .
- La valeur est donnée par les formules suivantes (*Bouafia, 2005*) :

$$C_e = 1 \text{ si } d/B > 3$$

$$C_e = (1 + d/B)/4 \text{ si } 1 < d/B < 3$$

##### ▪ Cas d'un entre-axe supérieur à 3 diamètres :

Une des règles suivantes est souvent adoptée.

-Le coefficient d'efficacité  $C_e$  est pris égal à **1** pour un entre-axe de **8** diamètres et **0,7** pour un entre-axe de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux.

-Le coefficient d'efficacité  $C_e$  peut être aussi calculé par la formule suivante (*Bouafia, 2010*):

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots\dots\dots(\text{IV.12})$$

Avec :  $B$  le diamètre d'un pieu,  $S$  l'entre-axes,  $m$  et  $n$  le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieu.

##### (b) Groupe de pieux dans un sol sans cohésion

Pour une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux, les différentes études qui ont été faites ont abouti aux conclusions suivantes.

▪ **Cas des sables lâches**

Pour un petit groupe de pieux courts, on adopte un coefficient d'efficacité variant de **1,5** pour un entre-axe de **2** diamètres, à **1** pour un entre-axe de 4 diamètres.

Pour un groupe important de pieux longs, le coefficient d'efficacité varie de **2** pour un entre-axe de **2** diamètres à **1** pour un entre-axe de 6 diamètres.

▪ **Cas des sables denses**

Le coefficient d'efficacité varie de **0,7** pour un entre-axe de 3 à 6 diamètres et à **1** pour un entre-axe de l'ordre de 8 diamètres.

**(c) Pour les sols cohérents**

L'effet de groupe est négligé si l'entraxe (d) entre les pieux est supérieur à 3 diamètres.

Soit  $d > 3B$ . Dans le cas contraire. Le coefficient d'efficacité prend la valeur :  $C_e = 0,25 (1+ d/B)$ .

*(Gérard et al , 2003).*

**La formule de converse –Labarre**

Le coefficient d'efficacité est déterminé comme suit selon *(Léonards ,1968)*.

$$\text{Coefficient d'efficacité} = 1 - \varphi \frac{(n-1) m+(m-1) n}{90mn} \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

Où :

**m** = nombre de rangées ;

**n** = nombre de pieux par rangée ;

**φ** = angle dont la tangente a pour valeur D /S en degrés ;

**S** = distance ente-axe des pieux ;

**D** = diamètre des pieux.

**La formule los Angeles**

La formule d'effet de groupe de los Angeles est une variante plus récente de la méthode précédente. Angle étant exprimé en radians au lieu d'être exprimé en degrés.

$$\text{Coefficient d'efficacité} = 1 - \varphi \frac{(n-1) m+(m-1) n+(m+1)(n-1)\sqrt{2}}{90 m n} \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

**La formule de Seiler-Keeney**

C'est une formule empirique et a été établie pour donner des courbes de réduction de même allure générale que celles de converse-Labarre.

$$\text{Coefficient d'efficacité} = \left[ 1 - \frac{S}{2(S^2-0.1)} \frac{m+n-2}{m+n-1} \right] + \frac{0.3}{m+n} \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$

#### IV .7.1.2. Calcul de la charge limite d'un groupe de pieux au niveau des piles N° 01 ,02 et 03 (sondage N°02)

On a :  $\phi = 0,8$ ,  $D = 9m$  et  $C_e = \frac{\text{Chargelimitedugroupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$

Avec :  $C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$

$B$  le diamètre d'un pieu,  $S$  l'entre-axes,  $m$  et  $n$  le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieu.

Lorsqu'on a :

$$3\phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{2,4}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,74 ;$$

$$4\phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{3,2}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,81 ;$$

$$5\phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{4}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,85.$$

On a aussi : la charge limite du pieu isolé  $QI$  donné au **Tableau 16**.

Et on a :  $C_e = \frac{\text{Chargelimitedugroupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$

Alors : **la Charge limite du groupe ( $QI_{\text{groupe}}$ ) =  $C_e \times N \times \text{Charge limite du pieu isolé}$**

Donc, avec les différentes entre axe proposés on a :

$$3\phi : QI_{\text{groupe}} = (0,74) \cdot (6) \cdot (640,04) = 2841,77 \text{ t}$$

$$4\phi : QI_{\text{groupe}} = (0,81) \cdot (6) \cdot (640,04) = 3110,59 \text{ t}$$

$$5\phi : QI_{\text{groupe}} = (0,85) \cdot (6) \cdot (640,04) = 3264,20 \text{ t}$$

Les **Tableaux 20. 21** et **22** regroupent les valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau des piles de la culée coté Ouled Rabah et celle du coté sidi Marouf par différentes variantes en matière d'encastrement (fiche) et diamètre des pieux cette large fourchette de valeurs proposées sera très utile pour faire un meilleur choix de l'infrastructure de cet ouvrage qui répond aux conditions techniques et aux exigences économiques.

**Tableau 20:** Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau des piles N°01,02 et 03  
(sondage N°02).

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 0,8 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
09	06	3 $\phi$	0,74	640,04	2841,77
		4 $\phi$	0,81		3110,59
		5 $\phi$	0,85		3264,20
12		3 $\phi$	0,74	1164,06	5168,43
		4 $\phi$	0,81		5657,33
		5 $\phi$	0,85		5936,71
15		3 $\phi$	0,74	1804,00	8010,03
		4 $\phi$	0,81		8767,73
		5 $\phi$	0,85		9200,71

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 1 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
09	06	3 $\phi$	0,74	820,54	3643,20
		4 $\phi$	0,81		3987,82
		5 $\phi$	0,85		4184,75
12		3 $\phi$	0,74	1475,69	6552,06
		4 $\phi$	0,81		7171,85
		5 $\phi$	0,85		7526,01
15		3 $\phi$	0,74	2275,43	1222,90
		4 $\phi$	0,81		1338,59
		5 $\phi$	0,85		1404,69

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 1,2 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
09	06	3 $\phi$	0,74	1010,18	4485,20
		4 $\phi$	0,81		4909,47
		5 $\phi$	0,85		5151,92
12		3 $\phi$	0,74	1794,56	7907,85
		4 $\phi$	0, 81		8721,56
		5 $\phi$	0,85		9152,26
15		3 $\phi$	0,74	2753,52	12225,63
		4 $\phi$	0, 81		13382,10
		5 $\phi$	0,85		14042,95

*Tableau 21: Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée côté Ouled Rabah (sondage N°03).*

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 0,8 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
9	06	3 $\phi$	0,74	465,14	2065,22
		4 $\phi$	0,81		2260,58
		5 $\phi$	0,85		2372,21
12		3 $\phi$	0,74	682,98	3319,28
		4 $\phi$	0, 81		3319,28
		5 $\phi$	0,85		3483,20
15		3 $\phi$	0,74	938,28	4165,96
		4 $\phi$	0, 81		4560,04
		5 $\phi$	0,85		4785,23

Pour un pieu de diamètre : $\phi = 1$ m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axes S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
09	06	3 $\phi$	0,74	631,97	2805,95
		4 $\phi$	0,81		3071,37
		5 $\phi$	0,85		3223,05
12		3 $\phi$	0,74	884,10	3925,40
		4 $\phi$	0,81		4296,73
		5 $\phi$	0,85		4508,91
15		3 $\phi$	0,74	1197,87	5318,54
		4 $\phi$	0,81		5821,65
		5 $\phi$	0,85		6109,14

Pour un pieu de diamètre : $\phi = 1,2$ m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
9	06	3 $\phi$	0,74	762,18	3384,08
		4 $\phi$	0,81		3704,19
		5 $\phi$	0,85		3887,12
12		3 $\phi$	0,74	1098,02	4875,21
		4 $\phi$	0,81		5336,38
		5 $\phi$	0,85		5599,90
15		3 $\phi$	0,74	1487,10	6602,72
		4 $\phi$	0,81		7227,31
		5 $\phi$	0,85		7584,21

**Tableau 22:** Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée côté Sidi Marouf (sondage N°01).

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 0,8m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge du groupe de pieu (t)
15	04	3 $\phi$	0,78	1351,00	4215,12
		4 $\phi$	0,84		4539,36
		5 $\phi$	0,87		4701,48
18		3 $\phi$	0,78	2007,62	6263,77
		4 $\phi$	0,84		6745,60
		5 $\phi$	0,87		6986,52

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 1 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge du groupe de pieu (t)
15	04	3 $\phi$	0,78	1721,20	5370,14
		4 $\phi$	0,84		5783,23
		5 $\phi$	0,87		5989,78
18		3 $\phi$	0,78	2518,41	7857,44
		4 $\phi$	0,84		8461,86
		5 $\phi$	0,87		8764,07



Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 1,2 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge du groupe de pieu (t)
15	04	3 $\phi$	0,78	2106,12	6571,09
		4 $\phi$	0,84		7076,56
		5 $\phi$	0,87		7329,30
18		3 $\phi$	0,78	3129,84	9765,10
		4 $\phi$	0,84		10516,26
		5 $\phi$	0,87		10891,84

**IV.8. Calcul des tassements des pieux**

**IV.8.1. Tassement d'un pieu isolé**

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible.

On admet traditionnellement, bien que ceci manque de rigueur, le fait que le pieu étant conçu pour transmettre les charges à un sol résistant, alors ses déformations sont négligeables. par contre la rigueur exige une analyse complète de l'interaction sol/pieu dans un projet de fondation, le calcul de déformations étant une partie intégrante dans une telle démarche.

Le tassement  $V_0$  en tête d'un pieu isolé, sous une charge de service  $Q$ , sert à l'évaluation du déplacement de l'ensemble de la fondation sous pieux, une fois corrigé par un éventuel effet du groupe. Si dans certaines configurations pieux/sol, le tassement est faible et n'est pas considéré comme un facteur déterminant dans la conception de la fondation, dans d'autres il est nécessaire d'en tenir compte. On peut évaluer le tassement par calcul, en utilisant les différentes méthodes empiriques, méthodes de la théorie d'élasticité transfert des charges, les méthodes numériques .

✓ **Les méthodes empiriques**

Ces méthodes permettant une estimation approximative du tassement, elles sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux .

On note à ce titre, la recommandation de Vesic (1977) pour le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent :

$$V_0 = B/100 + \Delta L \dots \dots \dots (IV.16)$$

$\Delta L = QD/SE_p$  qui représente le raccourcissement élastique du pieu,  $E_p$ ,  $D$ , et  $S$  étant respectivement le module d'Young du matériau du pieu, sa fiche est l'aire d'une section transversale .

Meyerhof (1956) a proposé de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, quelque soit le type de sol, comme suit : *(Bouafia ,2005)*

$$V_0 = B/(30.F_s) \dots \dots \dots (IV.17)$$

$F_s$  étant le coefficient de sécurité pris généralement égal à 3 .

Suite à l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC, Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement en tête d'un pieu isolé sous une charge verticale égale à **0,7  $Q_c$** , par les expressions suivantes:

- $V_0 / B = 0,6 \%$  pour les pieux forés.
- $V_0 / B = 0,9 \%$  pour les pieux battu.

Ces méthodes ont un intérêt limité à la phase préliminaire d'un projet de fondations, et doivent être suivies, dans un stade avancé du projet par une analyse plus rigoureuse des déplacements du pieu.

#### IV.8.2. Calcul d'un tassement d'un pieu isolé

D'après la méthode de Frank (1995) on a obtenus les résultats du tassement d'un pieu isolé pour un diamètre (B) :  $V_0/B = 0,6 \%$  pour les pieux forés, comme le montre le **Tableau 23** regroupe les valeurs trouvées.

*Tableau 23: Valeurs du tassement d'un pieu isolé.*

B(m)	$V_0$ (m)
0,8	0,0048
1	0,006
1,2	0,0072

Tel que B : Le diamètre de pieu

$V_0$  : Le tassement d'un pieu isolé

#### IV.8.3. Calcul de tassement au niveau de la culée

D'après la méthode de Meyerhof (1956) en a obtenus les résultats du tassement d'un pieu isolé pour un diamètre (B) :  $V_0 = B/(30.F_s)$ , le **Tableau 24** regroupe les valeurs trouvées.

**Tableau 24 : Valeurs du tassement d'un pieu isolé**

B(m)	V <sub>0</sub> (m)
0,8	0,008
1	0,011
1,2	0,013

**IV.8.4. Le tassement d'un groupe de pieu**

La présence de deux pieux proches l'un de l'autre modifie le comportement de chacun pris isolément. Un tel phénomène est appelé « effet du couple ». Le problème d'interaction d'un couple de pieux libres en tête a été étudié à l'aide de la théorie de l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin (1936), par plusieurs chercheurs notamment Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davis(1980). Ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$V_0 = V_0^i (1+a) \dots\dots\dots (IV.18)$$

$V_0^i$  est le tassement du pieu isolé sous le même effort, et  $a$  est un facteur d'interaction qui dépend de l'élancement  $D/B$ , de l'espacement relatif  $d/B$  entre les pieux, de la compressibilité relative  $K$ , ainsi que de **coefficient de Poisson**.

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, on définit le rapport de tassement  $R_s$  par (*Bouafia, 2010*) :

$$R_s = \frac{\text{Tassement moyen du groupe}}{\text{Tassement du pieu isolé sous un effort moyen}} \dots\dots\dots (IV.19)$$

Dans ce qui suit, on se limite au cas simple et fréquent d'un groupe de pieux identiques, regroupés par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux isolés. On peut écrire alors :

$$R_s = \frac{\text{Tassement d'un pieu dans un groupe}}{\text{Tassement d'un pieu isolé sous le même effort}} \dots\dots\dots (IV.20)$$

Les valeurs de  $R_s$  concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement  $d$  entre deux pieux adjacents quelconques, installés dans un sol caractérisé par un module d'Young  $E$ . Les tableaux en **annexes B** regroupent respectivement les valeurs de  $R_s$  pour le cas des pieux flottants, et de ceux travaillant en pointe fichés dans un substratum. Dans tous les cas, on remarque que  $R_s$  augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative  $K$ , diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente (*Bouafia, 2010*).

#### IV.8.5.Exemple de calcul du tassement d'un groupe de pieu

Pour notre d'étude les **Tableaux 25 ,26 et 27** regroupent les résultats numériques des tassements des regroupent de pieux au niveau des deux culée (coté Ouled Rabah et coté sidi Marouf) ainsi que ceux au niveau des piles.

Nous remarquons que les valeurs des tassements données par la méthode de Frank sont faibles alors que la méthode de Meyerhof donne des valeurs plus importantes.

Dans ce cas la nous préférons être dans le coté le plus défavorable pour avoir une marge de sécurité plus importante.

**Tableau 25:** Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée coté Ouled Rabah (cas d'un pieu foré)

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	09	11,25 ~ 12,50	3	0,48	0,76	0,60	0,49	0,48	
			4		0,67	0,58	0,49	0,48	
			5		0,58	0,54	0,49	0,48	
1		09	09	3	0,60	0,91	0,73	0,60	0,60
				4		0,80	0,69	0,60	0,60
				5		0,71	0,62	0,60	0,60
1,2		7,5	7,5	3	0,72	1,10	0,89	0,72	0,72
				4		0,96	0,81	0,72	0,72
				5		0,85	0,75	0,72	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	12	15	3	0,48	0,80	0,65	0,50	0,48	
			4		0,70	0,62	0,50	0,48	
			5		0,61	0,57	0,50	0,48	
1		12,00 ~ 12,50	3	3	0,60	0,95	0,76	0,61	0,60
				4		0,83	0,73	0,61	0,60
				5		0,73	0,68	0,61	0,60
1,2		10	3	3	0,72	1,10	0,89	0,72	0,72
				4		0,96	0,81	0,72	0,72
				5		0,85	0,75	0,72	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	15	18,75	3	0,48	0,84	0,72	0,48	0,48	
			4		0,74	0,68	0,48	0,48	
			5		0,64	0,59	0,48	0,48	
1		15	3	3	0,60	1,00	0,82	0,63	0,60
				4		0,87	0,78	0,63	0,60
				5		0,76	0,71	0,63	0,60
1,2		12,5	3	3	0,72	1,14	0,91	0,73	0,72
				4		1,00	0,87	0,73	0,72
				5		0,89	0,81	0,73	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	09	11,25 ~ 12,50	3	0,80	1,27	1,01	0,81	0,80	
			4		1,11	0,97	0,81	0,80	
			5		0,98	0,90	0,81	0,80	
1		09	09	3	1,10	1,68	1,29	1,10	1,10
				4		1,47	1,24	1,10	1,10
				5		1,30	1,20	1,10	1,10
1,2		7,5	7,5	3	1,30	1,98	1,59	1,30	1,30
				4		1,74	1,47	1,30	1,30
				5		1,53	1,35	1,30	1,30

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	12	15	3	0,80	1,33	1,09	0,84	0,80	
			4		1,16	1,04	0,84	0,80	
			5		1,01	0,94	0,84	0,80	
1		12,00 ~ 12,5	12,00 ~ 12,5	3	1,10	1,75	1,39	1,12	1,10
				4		1,53	1,33	1,12	1,10
				5		1,35	1,25	1,12	1,10
1,2		10	10	3	1,30	1,98	1,59	1,30	1,30
				4		1,74	1,47	1,30	1,30
				5		1,53	1,35	1,30	1,30

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	15	18,75	3	0,80	1,41	1,20	1,81	0,80	
			4		1,23	1,13	1,82	0,80	
			5		1,06	1,00	1,82	0,80	
1		15	15	3	1,10	1,83	1,50	1,15	1,10
				4		1,60	1,42	1,15	1,10
				5		1,39	1,30	1,15	1,10
1,2		15	12,5	3	1,30	2,07	1,64	1,32	1,30
				4		1,81	1,57	1,32	1,30
				5		1,59	1,47	1,32	1,30

*Tableau 26: Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée coté Sidi Marouf (Cas d'un pieu foré).*

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 4									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	15	18,75	3	0,48	0,71	0,61	0,48	0,48	
			4		0,65	0,58	0,49	0,48	
			5		0,58	0,52	0,49	0,48	
1		15	15	3	0,60	0,87	0,72	0,61	0,60
				4		0,79	0,70	0,61	0,60
				5		0,71	0,65	0,61	0,60
1,2		15	12,50	3	0,72	1,02	0,84	0,73	0,72
				4		0,93	0,81	0,73	0,72
				5		0,84	0,78	0,73	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 4									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	18	22,50	3	0,48	0,73	0,64	0,48	0,48	
			4		0,67	0,59	0,50	0,48	
			5		0,59	0,52	0,50	0,48	
1		18	18	3	0,60	0,89	0,76	0,61	0,60
				4		0,82	0,73	0,62	0,60
				5		0,73	0,65	0,61	0,60
1,2		15	15	3	0,72	1,04	0,86	0,73	0,72
				4		0,95	0,84	0,73	0,72
				5		0,86	0,78	0,73	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 4									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	15	18,75	3	0,8	1,19	1,02	0,81	0,80	
			4		1,09	0,97	0,82	0,80	
			5		0,97	0,86	0,82	0,80	
1		15	15	3	1,1	1,59	1,32	1,11	1,10
				4		1,45	1,29	1,11	1,10
				5		1,31	1,19	1,12	1,10
1,2		12,50	12,50	3	1,3	1,85	1,51	1,31	1,30
				4		1,68	1,47	1,31	1,30
				5		1,52	1,40	1,31	1,30



Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n =4									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	18	22,50	3	0,8	1,22	1,07	0,81	0,80	
			4		1,11	0,99	0,84	0,80	
			5		0,98	0,86	0,82	0,80	
1		18	18	3	1,1	1,64	1,40	1,11	1,10
				4		1,50	1,33	1,13	1,10
				5		1,33	1,19	1,12	1,10
1,2		18	15	3	1,3	1,88	1,56	1,31	1,30
				4		1,72	1,52	1,31	1,30
				5		1,55	1,40	1,33	1,30

*Tableau. 27: Tassement d'un groupe de pieux au niveau des piles N° 01,02 et 03 (cas d'un pieu foré).*

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	09	11,25 ~ 12,50	3	0,48	0,76	0,61	0,49	0,48	
			4		0,57	0,58	0,49	0,48	
			5		0,59	0,54	0,49	0,48	
1		09	09	3	0,60	0,91	0,68	0,60	0,60
				4		0,8	0,68	0,60	0,60
				5		0,71	0,66	0,60	0,60
1,2		09	07,50	3	0,72	0,66	0,84	0,72	0,72
				4		0,93	0,81	0,72	0,72
				5		0,85	1,09	0,72	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	12	15	3	0,48	0,80	0,65	0,59	0,48	
			4		0,87	0,77	0,63	0,48	
			5		0,91	0,85	0,76	0,48	
1		12,00	3	0,60	0,96	0,76	0,61	0,60	
		~	4		0,84	0,73	0,61	0,60	
		12,50	5		0,73	0,68	0,61	0,60	
1,2		10	10	3	0,72	1,10	0,95	0,72	0,72
				4		0,96	0,81	0,72	0,72
				5		0,84	0,79	0,72	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003										
Nombre de pieu n = 06										
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)					
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞		
0,8	15	18,75	3	0,48	0,84	0,72	0,48	0,48		
			4		0,74	0,68	0,48	0,48		
			5		0,64	0,59	0,48	0,48		
1		15	15	3	0,60	1,00	0,82	0,63	0,60	
				4		0,87	0,77	0,61	0,60	
				5		0,76	0,71	0,63	0,60	
1,2			12,50	12,50	3	0,72	1,14	0,91	0,73	0,72
					4		1,00	0,87	0,73	0,72
					5		0,88	0,82	0,73	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,80	09	11,25 ~ 12,50	3	0.80	1.28	1.01	0.81	0.80	
			4		1.12	0.97	0.81	0.80	
			5		0.98	0.91	0.81	0.80	
1		09	09	3	1.10	1.68	1.29	1.10	1.10
				4		1.47	1.24	1.10	1.10
				5		1.30	1.20	1.10	1.10
1,2		7.50	7.50	3	1.30	1.98	1.59	1.30	1.30
				4		1.74	1.47	1.30	1.30
				5		1.53	1.35	1.30	1.30

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0.80	12	15	3	0,80	1,33	1,09	0,84	0,80	
			4		1,16	1,04	0,84	0,80	
			5		1,01	0,94	0,84	0,80	
1		12,00 ~ 12,50	12,00 ~ 12,50	3	1,10	1,75	1,39	0,12	1,10
				4		1,53	1,33	0,12	1,10
				5		1,35	1,25	0,12	1,10
1.2		10	10	3	1,30	1,98	1,57	1,30	1,30
				4		1,74	1,47	1,30	1,30
				5		1,53	1,04	1,30	1,30

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	15	18,75	3	0,80	1,41	1,20	1,81	0,80	
			4		1,23	1,13	1,82	0,80	
			5		1,06	1,00	1,82	0,80	
1		15	15	3	1,10	1,83	1,50	0,15	1,10
				4		1,60	1,42	0,15	1,10
				5		1,39	1,30	0,15	1,10
1,2		15	12,50	3	1,30	2,07	1,64	1,32	1,30
				4		1,81	1,57	1,32	1,30
				5		1,59	1,47	1,32	1,30

# Conclusion et recommandations

---

Au terme de cette étude concernant la faisabilité des fondations du pont projeté sur le CW n°41 reliant entre Sidi Marouf et Ouled Rabah. Nous venons de démontrer combien il est nécessaire et impératif de bien mener dans le détail une campagne de reconnaissance géotechnique préalable.

A travers ce travail nous espérons contribuer à faciliter le choix et la décision concernant l'infrastructure de cet ouvrage d'art et ceux à travers les différentes variantes proposées à la fois en matière de profondeur des pieux que celle des diamètres.

Concernant le calcul des tassements nous avons montré l'importance et la difficulté de cette partie du travail à cause de l'absence des méthodes analytiques directe pour les fondations profondes.

Enfin, cette modeste contribution nous a aidés à bien comprendre quelques détails concernant la capacité portante et le calcul des tassements des fondations profondes.

Nous souhaitons que notre travail soit un support utile pour les ingénieurs de la DTP de Jijel dans leurs choix et décisions à venir.

A l'issue des résultats obtenus nous recommandons :

- 1) Les fondations profondes sur les pieux forés en raison de l'importance de l'ouvrage et des charges transmises au sol ;
- 2) Au niveau de la culée coté Ouled Rabah : Un pieu de diamètre de 1.20m avec une fiche 15m de profondeur ;
- 3) Au niveau de la culée coté de Sidi Marouf : Un pieu de diamètre de 1.20m avec une fiche 15m de profondeur ;
- 4) Au niveau des piles : vue de la coupe géotechnique du site nous proposons un pieu de diamètre de 1.2 m avec une fiche de 20m de profondeur ;
- 5) Concernant l'agressivité du sol sur les bétons et les armatures de renforcement l'analyse chimique a indiqué un sol faiblement agressif à moyennement A1 et A2 selon la norme NF P 18-011, donc il faut prendre en considération les dispositions vis-à-vis le dosage du ciment en enrobage minimal d'environ 30 mm pour les armatures de renforcement.

# Référence bibliographique

---

**BOUAFIA A. (2005).** *Calcul pratique des fondations et soutènement.*

**BOUAFIA A. (2010).** *Conception et calcul des ouvrages Géotechniques.*

**BOUILLIN J. (1977).** *Géologie alpine de la petite kabyle dans les régions de Collo et El-MILIA Algérie Thèse de doctorat d'état. Université Paris.*

**COIFFAIT P.E. (1992).** *Un bassin post-nappe dans son cadre structural : exemple de bassin de Constantine (Algérie nord –orientale). Thèse de doctorat. Université de Nancy Paris.*

**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 de Doctorat. Université d'Orsay Paris.*

**DURAND DELGA M. (1955).** *Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris.*

**FORNI M. (1981).** *Fondations spéciales et reprise en sous œuvre ; Eyrolles, 172p*

**FRANK R. (2003).** *Calcul des fondations superficielles et profondes. Technique d'ingénieur, ENPC.*

**GERARD PH et BERTRAND H. (2003).** *Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles .Paris ,548p.*

**LEONARDS G.A. (1968).** *Les fondations. Edition Dunod, paris.*

**MANCHAR N. (2007).** *Etude comparative entre deux gisements de fer en contexte géologique distincts. Le gisement de sidi Marouf (petit kabyle, Jijel) et de Boukhadra (monts du mellegue, Tebessa) Algérie Nord orientale.*

**RAOULT J.F. (1974).** *Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie).* Mem. Soc. Géol. France, pp 53.

**VILA J. M. (1980).** *La chaîne Alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens.* Thèse Doct. UNIV. Pierre et Marie Curie (Paris VI).

# ANNEXE : A

*Répartition de la température enregistrée (en mm). Station de Sattara période*

*(ANRH ,2008-2013)*

Température  
(1/10 °C)

	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Annuel
--	-----------	---------	----------	----------	---------	---------	------	-------	-----	------	---------	------	--------

**2003 - 2004**

Moyenne	240.00	210.00	167.00	15.00	107.00	126.00	129.00	147.00	163.00	208.00	226.00	252.00	166.00
Max	370.00	350.00	250.00	125.00	195.00	250.00	235.00	250.00	240.00	325.00	340.00	375.00	375.00
Min	160.00	130.00	110.00	4.00	2.00	70.00	30.00	80.00	95.00	140.00	130.00	200.00	2.00

**2004 - 2005**

Moyenne	232.00	214.00	134.00	122.00	85.00	80.00	121.00	153.00	194.00	233.00	254.00	249.00	173.00
Max	370.00	350.00	210.00	230.00	170.00	170.00	290.00	270.00	300.00	390.00	400.00	420.00	420.00
Min	110.00	105.00	70.00	50.00	-10.00	0.00	10.00	40.00	100.00	150.00	150.00	170.00	-10.00

**2005 - 2006**

Moyenne	236.00	212.00	165.00	119.00	102.00	115.00	146.00	189.00	213.00	247.00	273.00	256.00	189.00
Max	350.00	304.00	284.00	205.00	180.00	210.00	265.00	320.00	360.00	370.00	400.00	360.00	400.00
Min	160.00	137.00	64.00	52.00	32.00	50.00	35.00	88.00	125.00	115.00	190.00	183.00	32.00

**2006 - 2007**

Moyenne	240.00	226.00	182.00	135.00	132.00	136.00	131.00	165.00	204.00	232.00	265.00	281.00	194.00
Max	354.00	348.00	268.00	224.00	206.00	220.00	250.00	248.00	350.00	332.00	389.00	438.00	438.00
Min	155.00	152.00	117.00	74.00	55.00	82.00	6.00	93.00	112.00	136.00	166.00	193.00	6.00

**2007 - 2008**

Moyenne	240.00	200.00	152.00	125.00	127.00	134.00	134.00	170.00	193.00	226.00	269.00		
Max	380.00	303.00	284.00	237.00	192.00	214.00	240.00	302.00	300.00	372.00	385.00		
Min	170.00	103.00	58.00	35.00	58.00	61.00	30.00	87.00	123.00	143.00	180.00		

**2008 - 2009**

Moyenne	246.00	204.00	147.00	120.00	114.00	109.00	129.00	145.00	206.00	243.00	286.00	273.00	185.00
Max	413.00	286.00	252.00	208.00	202.00	207.00	247.00	290.00	354.00	372.00	436.00	388.00	436.00
Min	156.00	118.00	86.00	54.00	50.00	38.00	48.00	85.00	108.00	163.00	185.00	206.00	38.00

**2009 - 2010**

Moyenne	233.00	198.00	171.00	151.00	126.00	137.00	146.00	159.00	177.00	216.00	262.00	264.00	187.00
Max	344.00	336.00	258.00	276.00	212.00	277.00	277.00	255.00	286.00	290.00	347.00	362.00	362.00
Min	160.00	125.00	78.00	47.00	38.00	13.00	44.00	97.00	95.00	135.00	193.00	187.00	13.00

**2010 - 2011**

Moyenne	234.00	203.00	156.00	137.00	125.00	115.00	142.00	176.00	193.00	223.00	265.00	278.00	187.00
Max	326.00	353.00	250.00	278.00	223.00	183.00	254.00	282.00	294.00	364.00	402.00	392.00	402.00
Min	163.00	89.00	100.00	40.00	33.00	60.00	50.00	94.00	116.00	146.00	188.00	170.00	33.00

**2011 - 2012**

Moyenne	241.00	19.50	161.00	124.00	109.00	76.00	130.00	154.00	191.00	254.00	266.00	293.00	168.00
Max	392.00	27.80	257.00	198.00	167.00	164.00	248.00	315.00	286.00	394.00	425.00	396.00	425.00
Min	165.00	13.50	112.00	55.00	50.00	4.00	50.00	65.00	105.00	171.00	174.00	220.00	4.00

**2012 - 2013**

Moyenne	236.00	210.00	169.00	130.00	121.00	105.00	149.00	162.00	174.00	208.00	254.00	256.00	181.00
Max	365.00	350.00	288.00	254.00	223.00	205.00	257.00	256.00	277.00	375.00	364.00	393.00	393.00
Min	131.00	105.00	84.00	74.00	34.00	28.00	42.00	61.00	105.00	128.00	173.00	186.00	28.00



*Répartition de la pluviométrie enregistrée (en mm). Station de Sattara période*

*(ANRH ,2008-2013)*

Code station : 10 07 11

Nom station : SETTARA

X : 825,1

Y : 385,9

Z : 280

	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Annuel
2003 - 2004	104.1	57.5	69.8	287.5	163.4	58.1	58.6	132.4	63.2	92.2	0	0	1086.8
2004 - 2005	69.3	36.5	286.6	256.8	252.4	265	124.2	161.9	10	0	0	0	1462.7
2005 - 2006	17.5	13.1	101	192.1	178.7	129.5	49.9	27.9	45.8	0	0	0	755.5
2006 - 2007	32.1	28.6	34.3	244.7	23.7	81.2	239.4	70.6	32.1	33.9	3.1	7.5	831.2
2007 - 2008	51.1	129.6	150	157	22.2	28.5	268.3	11.3	67	1.8	9.4	1.7	897.9
2008 - 2009	66.4	26	140.9	148.1	237.2	116.6	77.6	184.7	47.5	0	0	8	1053
2009 - 2010	292.9	157.9	145.4	130.5	155	58.4	96.7	37.1	85.7	24.9	0	0	1184.5
2010 - 2011	33.5	165.8	149.8	105.9	74.5	238.3	68.4	97.4	87.2	33.1	0.0	0.0	1053.9
2011 - 2012	32.8	159.3	75.1	191.5	81.7	299.9	52.5	156.5	3.0	0.0	0.0	40.0	1092.3
2012 - 2013	64.6	39.5	62.6	104.6	183.7	257.7	105.3	60.5	93.8	0.0	0.0	20.5	992.8

# ANNEXE B

## *Valeurs de Rs pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum*

n	4					9			
K	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞
D/B	d/B								
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.48	2.57	1.16	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00

## *Valeurs de Rs pour les pieux flottants*

n	4					9			
K	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞
D/B	d/B								
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	2.42	4.48
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.51	4.29
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93

**Valeurs de Rs pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum**

n	4					8			
	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10	10	∞
D/B	d/B								
7.5	3	1.39	1.12	1.00	1.00	1.66	1.22	1.00	1.00
	4	1.27	1.10	1.00	1.00	1.41	1.16	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.21	1.11	1.00	1.00
9.00	3	1.39	1.12	1.00	1.00	1.66	1.22	1.00	1.00
	4	1.27	1.10	1.00	1.00	1.41	1.16	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.21	1.11	1.00	1.00
10	3	1.39	1.12	1.00	1.00	1.66	1.22	1.00	1.00
	4	1.27	1.10	1.00	1.00	1.41	1.16	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.21	1.11	1.00	1.00
12.50	3	1.42	1.16	1.01	1.00	1.77	1.37	1.02	1.00
	4	1.29	1.13	1.01	1.00	1.50	1.29	1.02	1.00
	5	1.17	1.08	1.01	1.00	1.28	1.19	1.02	1.00
15	3	1.45	1.20	1.01	1.00	1.87	1.52	1.09	1.00
	4	1.32	1.17	1.01	1.00	1.59	1.42	1.09	1.00
	5	1.19	1.08	1.02	1.00	1.34	1.28	1.09	1.00
16.66	3	1.47	1.23	1.01	1.00	1.94	1.62	1.06	1.00
	4	1.34	1.19	1.02	1.00	1.65	1.51	1.06	1.00
	5	1.20	1.08	1.02	1.00	1.39	1.33	1.06	1.00
18.75	3	1.49	1.27	1.01	1.00	2.03	1.74	1.02	1.00
	4	1.36	1.21	1.03	1.00	1.72	1.62	1.02	1.00
	5	1.21	1.08	1.02	1.00	1.45	1.39	1.02	1.00
22.50	3	1.52	1.34	1.01	1.00				
	4	1.39	1.24	1.05	1.00				
	5	1.23	1.08	1.02	1.00				

n	9					12			
	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10	10	∞
D/B	d/B								
15	3	1.97	1.59	1.06	1.00	2.14	1.71	1.08	1.00
	4	1.64	1.45	1.06	1.00	1.77	1.53	1.07	1.00
	5	1.38	1.31	1.07	1.00	1.43	1.36	1.07	1.00
18	3	2.11	1.80	1.09	1.00	2.31	1.95	1.12	1.00
	4	1.77	1.61	1.09	1.00	1.92	1.73	1.11	1.00
	5	1.46	1.43	1.09	1.00	1.54	1.50	1.11	1.00
20	3	2.21	1.94	1.11	1.00	2.44	2.11	1.15	1.00
	4	1.85	1.72	1.11	1.00	2.02	1.86	1.14	1.00
	5	1.52	1.51	1.11	1.00	1.61	1.60	1.13	1.00

24	3	2.40	2.21	1.15	1.00	2.67	2.44	1.20	1.00
	4	2.02	1.94	1.15	1.00	2.21	2.11	1.19	1.00
	5	1.64	1.66	1.15	1.00	1.74	1.78	1.18	1.00
25	3	2.45	2.28	1.16	1.00	2.73	2.52	1.22	1.00
	4	2.06	1.99	1.16	1.00	2.26	2.18	1.20	1.00
	5	1.67	1.70	1.16	1.00	1.78	1.83	1.19	1.00
26.67	3	2.52	2.34	1.21	1.00	2.83	2.60	1.28	1.00
	4	2.13	2.05	1.20	1.00	2.34	2.26	1.25	1.00
	5	1.73	1.76	1.20	1.00	1.85	1.89	1.25	1.00
30	3	2.67	2.47	1.30	1.00	3.01	2.78	1.40	1.00
	4	2.26	2.17	1.29	1.00	2.51	2.42	1.36	1.00
	5	1.85	1.87	1.27	1.00	1.99	2.03	1.25	1.00
33.33	3	2.82	2.60	1.40	1.00	3.21	2.96	1.52	1.00
	4	2.39	2.29	1.37	1.00	2.69	2.58	1.47	1.00
	5	1.97	1.99	1.35	1.00	2.14	2.16	1.30	1.00

<b>n</b>	<b>12</b>					<b>16</b>			
<b>k</b>	<b>10</b>		<b>10<sup>2</sup></b>	<b>10<sup>3</sup></b>	<b>∞</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>∞</b>
<b>D/B</b>	<b>d/B</b>								
15	3	2.14	1.71	1.08	1.00	2.38	1.86	1.11	1.00
	4	1.77	1.53	1.07	1.00	1.95	1.65	1.09	1.00
	5	1.43	1.36	1.07	1.00	1.51	1.43	1.09	1.00
18	3	2.31	1.95	1.12	1.00	2.60	2.16	1.16	1.00
	4	1.92	1.73	1.11	1.00	2.12	1.88	1.14	1.00
	5	1.54	1.50	1.11	1.00	1.64	1.60	1.13	1.00
20	3	2.44	2.11	1.15	1.00	2.75	2.36	1.20	1.00
	4	2.02	1.86	1.14	1.00	2.24	2.04	1.18	1.00
	5	1.61	1.60	1.13	1.00	1.73	1.71	1.16	1.00
24	3	2.67	2.44	1.20	1.00	3.04	2.75	1.28	1.00
	4	2.21	2.11	1.19	1.00	2.47	2.35	1.24	1.00
	5	1.74	1.78	1.18	1.00	1.90	1.94	1.22	1.00
25	3	2.73	2.52	1.22	1.00	3.11	2.85	1.30	1.00
	4	2.26	2.18	1.20	1.00	2.53	2.43	1.26	1.00
	5	1.78	1.83	1.19	1.00	1.94	2.00	1.23	1.00
26.67	3	2.83	2.60	1.28	1.00	3.23	2.97	1.39	1.00
	4	2.34	2.26	1.25	1.00	2.64	2.53	1.33	1.00
	5	1.85	1.89	1.25	1.00	2.03	2.00	1.23	1.00
30	3	3.01	2.78	1.40	1.00	3.48	3.21	1.53	1.00
	4	2.51	2.42	1.36	1.00	2.85	2.75	1.48	1.00
	5	1.99	2.03	1.25	1.00	2.21	2.00	1.23	1.00
33.33	3	3.21	2.96	1.52	1.00	3.73	3.45	1.69	1.00
	4	2.69	2.58	1.47	1.00	3.06	2.96	1.63	1.00
	5	2.14	2.16	1.30	1.00	2.39	2.00	1.23	1.00

<b>n</b>	<b>16</b>					<b>25</b>			
<b>K</b>	<b>10</b>		<b>10<sup>2</sup></b>	<b>10<sup>3</sup></b>	$\infty$	<b>10</b>	<b>10<sup>2</sup></b>	<b>10<sup>3</sup></b>	$\infty$
<b>D/B</b>	<b>d/B</b>								
10	2	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	8.68
	5	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75
	10	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.95
25	2	4.22	5.38	7.44	8.10	5.40	7.25	9.28	11.25
	5	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.03
	10	1.74	2.46	3.42	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50
50	2	5.58	5.65	7.05	8.94	7.26	7.65	9.91	12.66
	5	3.16	3.72	5.11	6.37	3.88	4.74	6.64	8.67
	10	2.08	2.59	3.73	4.65	2.49	3.16	4.76	6.04
100	2	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	10.25	14.35
	5	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55
	10	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88

# ANNEXE C

## -Etude comparative-

### Exemple de calcul de capacité portante d'un pieu foré isolé (culée coté Ouled Rabah)

Dans ce qui suit une application numérique est proposée à titre d'exemple pour un pieu foré isolé de diamètre  $B = 1,2$  m et une fiche  $D = 14,5$  m

(a) effort de pointe  $Q_p$  :

$$Q_p = s \cdot q_p = \frac{\lambda B^2}{4} (Nq \sum_{i=1}^n \gamma_i D_i + 1,3C \cdot N_c)$$

Avec :

$$D = 14,5 \text{ m}$$

$$\varphi = 28^\circ$$

$$B = 1,2 \text{ m}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \gamma = 10 \text{ kN/m}^3 = 1 \text{ t/m}^3$$

$$C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$$

Calcul des facteurs de portance  $N_q$  et  $N_c$  :

$$N_q = \text{tg}^2 \left( 45 + \varphi \frac{1}{2} \right) e^{\lambda \text{tg} \varphi} \text{ (lorsque } B > 32 \text{ cm)}$$

$$\text{Donc : } N_q = \text{tg}^2 (45 + 28/2) e^{3,14 \text{tg} 28} = 14,71$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$\text{Donc : } N_c = (14,7 - 1) / \text{tg} 28 = 25,78$$

$$\Rightarrow Q_p = \frac{3,14 (1,2)^2}{4} [(14,71)(1)(14,5) + (1,3)(5,6)(25,78)] \Rightarrow Q_p = 453,26 \text{ t}$$

(b) Effort due au frottement latéral

La longueur nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe est:  $D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3}$

$$\Rightarrow D_c = \frac{1,2}{4} N_q^{2/3} = 1,80 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  le frottement latéral agira donc sur une longueur de  $(14,5 \text{ m} - 1,80 \text{ m}) = 12,70$

a) L'effet du frottement latéral

➤ De 0 à 4 m : l'angle de frottement  $\varphi = 28^\circ$  ; et  $\gamma = 0,64 \text{ t/m}^3$

A partir du Tableau qui donne le coefficient  $k_p$  en fonction de  $\varphi$  ,  $K_p \cdot \sin \delta = 1,57$

$$q_{fp} = \gamma \cdot Z \cdot K_p \cdot \sin \delta = [(0,64) (4) (1,57)] = 4,02 \text{ t/m}^2$$

➤ De 4 à 10m :  $\varphi = 28^\circ$  ;  $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$  et  $K_p \cdot \sin\delta = 1,57$

$$q_{fp} = (1) (10) (1,57) = \mathbf{15,7 \text{ t/m}^2}$$

➤ De 10 à 12,70 m :  $\varphi = 28^\circ$  ;  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$  et  $K_p \cdot \sin\delta = 1,57$

$$q_{fp} = (1) (12,70) (1,57) = \mathbf{19,94 \text{ t/m}^2}$$

$$\text{Donc : } Q_{fp} = \lambda B \left[ \frac{(4,02) \cdot (4)}{2} + \frac{(4,02) + (15,7)}{2} (6) \frac{(15,7) + (19,94)}{2} (2,70) \right] \Rightarrow \mathbf{Q_{fp} = 434,50 \text{ t.}}$$

**b) L'effet de la cohésion**

➤ De 0 à 4m :  $C = 0,36 \text{ Bar} = 3,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  ;

A partir du tableau qui donne le coefficient  $K_c$  en fonction de  $\varphi$  (Forni.M, 1981) ;  $K_c = 2,28$

$$q_{fc} = C \cdot K_c = (3,6) (2,28) = \mathbf{8,20 \text{ t/m}^2}$$

➤ De 4 à 10 m :  $C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  et  $K_c = 2,28$

$$q_{fc} = (5,6) (2,28) = \mathbf{12,76 \text{ t/m}^2}$$

➤ De 10 à 12,70 m :  $C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  et  $K_c = 2,28$

$$q_{fc} = (5,6) (2,28) = \mathbf{12,76 \text{ t/m}^2}$$

$$Q_{fc} = (3,14) (1,2) [(8,20)(4) + (12,76)(6) + (12,76)(2,70)] \Rightarrow \mathbf{Q_{fc} = 540,88 \text{ t.}}$$

**La force totale de frottement latéral :**

$$\mathbf{Q_f = Q_{fp} + Q_{fc} = (434,50) + (540,88) \Rightarrow Q_f = 975,38 \text{ t}}$$

**(c) La charge limite  $Q_l$  :**

$$\mathbf{Q_l = Q_f + Q_p = (975,38) + (453,26) \Rightarrow Q_l = 1428,64 \text{ t}}$$

**(d) La force portante admissible du pieu  $Q_{ad}$  :**

$$\mathbf{Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} = \frac{453,26}{2} + \frac{975,38}{3} \Rightarrow Q_{ad} = 551,76 \text{ t}}$$

## **Résumé**

Ce projet de fin d'étude consiste à étude de faisabilité des fondations d'un pont projeté sur le chemin de wilaya n°41(CW n°41) reliant la localité de Sidi Marouf à celle d'Ouled Rabah (wilaya de Jijel). Pour avoir une vue globale du projet nous avons commencé par un contexte géologique suivi par une synthèse et étude géomorphologique du site d'étude. L'objectif principal de ce travail est l'étude géotechnique de l'infrastructure de cet ouvrage d'art. Toute en calculant la capacité portante des fondations profondes, l'effet du groupe de pieux et le tassement du sol à travers différentes variantes proposées afin de contribuer à éclaircir les choix dans l'avant projet détaillée pour les services des travaux publics de la wilaya de Jijel.

**Mots clés:** Fondations, dimensionnement, capacité portante, pression limite, groupe de pieux, tassement.



## **ABSTRACT**

This final project of study consists to survey of feasibility of the foundations of a bridge projected on the path of state n°41(CW n°41) joining the locality of Sidi Marouf has the one of Ouled Rabah (State of Jijel). To have a global view of the project we began by a geological context

Followed by a synthesis and survey geomorphologic of the survey site. The main objective of this work is the survey geotechnical of the infrastructure of this art work. All while calculating the structural capacity of the deep foundations, the effect of the group of piles and the settlement of soil through different variants proposed in order to contribute to solve the choices in the before project retailed for the services of the works public of the state of Jijel.

**Key words:** Foundations, the structural capacity, pressure limits, group of pile, settlement.

## ملخص

يتمثل مشروع في دراسة إمكانية انجاز أساسات منشأ فني (جسر) متواجد على الطريق الولائي رقم 41 الرابط بين سيدي معروف و أولاد رابح (ولاية جيجل) ,المشروع يتضمن دراسة جيولوجية و هيدرولوجية للمنطقة نتطرق بعدها إلى الجانب الجيوتقني للمشروع من خلال اقتراح عدة حلول تقنية بخصوص البنية التحتية للمنشأ مع حساب قوة تحمل التربة و الأساسات وكذلك حساب قيم تراص التربة في كل وضعية

من خلال هذه الدراسة نتمنى ان نشارك في توضيح الرؤية لمصالح الإشغال العمومية لاختيار ما هو مناسب في الدراسة النهائية

**الكلمات المفتاحية:** الأساسات العميقة \_ تراص التربة \_ البنية التحتية

## Résumé

Ce projet de fin d'étude consiste à étude de faisabilité des fondations d'un pont projeté sur le chemin de wilaya n°41(CW n°41) reliant la localité de Sidi Marouf à celle d'Ouled Rabah (wilaya de Jijel). Pour avoir une vue globale du projet nous avons commencé par un contexte géologique suivi par une synthèse et étude géomorphologique du site d'étude. L'objectif principal de ce travail est l'étude géotechnique de l'infrastructure de cet ouvrage d'art. Toute en calculant la capacité portante des fondations profondes, l'effet du groupe de pieux et le tassement du sol à travers différentes variantes proposées afin de contribuer à éclaircir les choix dans l'avant projet détaillée pour les services des travaux publics de la wilaya de Jijel.

**Mots clés:** Fondations, dimensionnement, capacité portante, pression limite, groupe de pieux, tassement.

## ملخص

يتمثل مشروع في دراسة إمكانية انجاز أساسات منشأ فني (جسر) متواجد على الطريق الولائي رقم 41 الرابط بين سيدي معروف و أولاد رابح (ولاية جيجل)، المشروع يتضمن دراسة جيولوجية و هيدرولوجية للمنطقة نتطرق بعدها إلى الجانب الجيوتقني للمشروع من خلال اقتراح عدة حلول تقنية بخصوص البنية التحتية للمنشأ مع حساب قوة تحمل التربة و الأساسات وكذلك حساب قيم تراص التربة في كل وضعية

من خلال هذه الدراسة نتمنى ان نشارك في توضيح الرؤية لمصالح الإشغال العمومية لاختيار ما هو مناسب في الدراسة النهائية

**الكلمات المفتاحية:** الأساسات العميقة \_ تراص التربة \_ البنية التحتية

## ABSTRACT

This final project of study consists to survey of feasibility of the foundations of a bridge projected on the path of state n°41(CW n°41) joining the locality of Sidi Marouf has the one of Ouled Rabah (State of Jijel). To have a global view of the project we began by a geological context

Followed by a synthesis and survey geomorphologic of the survey site. The main objective of this work is the survey geotechnical of the infrastructure of this art work. All while calculating the structural capacity of the deep foundations, the effect of the group of piles and the settlement of soil through different variants proposed in order to contribute to solve the choices in the before project retailed for the services of the works public of the state of Jijel.

**Key words:** Foundations, the structural capacity, pressure limits, group of pile, settlement.



## 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. BENZAID Riad**, **Mr. TEKKOUK Mustapha** et **Mr ROUIKHA Yousef** pour leurs efforts, leurs disponibilités et leurs suivis continus. Leurs encouragements leurs efforts pour que ce travail soit en bon port.*

*Nous remercions également le personnel de la direction des travaux publics de Jijel **Mr. Houta** prénom qui 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.*

*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  
Nos sincères remerciements à Madame **BELMADREK SONIA**, pour sa générosité et son encouragement.*

*Nos sincères gratitude s'adressent à l'ingénieur de l'ANRH **TORKI TAREK** de nous avoir bénéficié de ses connaissances en hydrogéologie.*

*Nos vives salutations pour nos parents pour leur soutien moral et matériel*

*A tous nos collègues de la promotion 2014*



**BERDI Inès et LAMARA Amina**



## Dédicace

*Je dédie ce travail :*

*À Mes grands parents « Mahmoud et Zoubida ». qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi . que dieu les garde et les protège*

*À mes chers parents « Hafid et Hafida » pour leur dévouement et leur présence permanente. qui ont pour me conseiller quand j'en avais besoin*

*À mes tantes Salîha et Farîza et mon oncle Taher.*

*À mes chères sœurs : Selma, Hajer et Amel. Et mon frère Mohamed*

*À ma Sœur Sara et son futur époux Rida.*

*À mon frère Charaf et son épouse Najat et ma charmante nièce « Maria »*

*À mon binôme « Amina » 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 ma collègue Himeur. K qui fait partie de la promotion (2013) pour l'aide qu'elle m'a accordée et le temps qu'elle m'a gentiment consacré.*

*À mes collègues de la promotion : Fouzia, Naïma, Allal et Zakaria*

*À tout mes cousins et mes cousines : Khaled, Amine, Manel, Dalal et Meriem , Walid . Selma*

*À mes chères amies Chahinez, Amina, Lwiza, Sabrina. Khadidja*



*Inès*



## *Dédicace*

*Tout d'abord je dédie ce modeste travail :*

*À ma chère mère « Razika » et à mon cher père « Ammar », pour leurs encouragements et leur soutien moral et matériel durant toutes mes années d'études, que Dieu me les gardent.*

*À ma grand-mère « Safia ». Que dieu me la garde*

*À mes chers frères : Ali, Abd Eldjabar et Ismail.*

*À mon cher frère Aimad et sa fiancée Hanane.*

*À mes chères sœurs : Radia, Houda, Meriem et Fatima Zahra*

*À ma copine et partenaire dans ce travail « Inès »*

*À toutes mes chers cousins et cousines*

*À toutes mes chères amies surtout Fatima, Sabrina, Khadija, Messouda*

*À mes collègues de la promotion : Fouzia, Naïma, Zakaria et Allal*

*À tous les collègues de la promotion de 2014*

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

*Les études sont avant tout..... notre unique et seul a tout*



*Amina*

# Table des matières

---

Résumé.....	
Introduction générale.....	01

## CHAPITRE I GENERALITES

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

## CHAPITRE II CONTEXTE GEOLOGIQUE

II.1. Géologie locale.....	06
II.1.1. Litho stratigraphie .....	07
II.2. Géologie du site.....	08

## CHAPITRE III : GEOMORPHOLOGIE ET HYDROCLIMATOLOGIE

III.1. Introduction.....	10
III.2. Situation géographique de bassin versant.....	10
III.3. Caractéristiques physiques et leurs influences.....	11
III.3.1. Paramètres géométriques.....	11
III.3.2. Paramètres de forme.....	11
III.4. Analyse des caractéristiques hydroclimatique .....	12

III.4.1. Précipitations.....	12
III.4.2. Températures de l'air.....	14
III.4.3. Diagramme ombro-thermique.....	15
III.5. Bilan hydrologique.....	15
III.5.1. Evapotranspiration.....	15
III.5.2. Calcul de l'évapotranspiration par la formule de Thornthwaite.....	16
III.5.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration.....	19
III.5.3.1. Ruissellement.....	19
III.5.3.2. Infiltration.....	20
III.6. Conclusion.....	20

## **CHAPITRE IV : ÉTUDE GEOTECHNIQUE**

IV.1. Description de l'ouvrage.....	21
IV.2. Campagne de reconnaissance géotechnique.....	21
IV.3. Interprétation des résultats des sondages carottés.....	21
IV.4. Essais géotechniques en laboratoire.....	23
IV.4.1. Paramètres physiques des sols étudiés.....	23
IV.4.2. Analyses chimiques des sols étudiés.....	23
IV.4.3. Caractéristiques mécanique des sols étudiés.....	24
IV.5. Capacité portante des fondations profondes à partir des formules statiques.....	26
IV.5.1. Principe de calcul de la force portante.....	27
IV.5.2. Résistance en pointe.....	27
IV.5.3. Evaluation du frottement latéral.....	28
IV.5.4. Exemple de calcul de la Capacité portante d'un pieu foré isolé au niveau de culé Sidi Marouf.....	29
IV.6. Etude comparative entre notre calcul et les résultats de bureau d'études.....	33
IV.7. Comportement d'un groupe de pieux.....	34



IV.7.1. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe .....	35
IV.7.1.1. Modification de la capacité portante sous sollicitations axiales.....	35
IV.7.1.2. Calcul de la charge limite du groupe de pieux au niveau des piles N° 01 et 03 (sondage N°2).....	37
IV.7. Calcul des tassements des pieux .....	42
IV.7.1. Tassement d'un pieu isolé .....	42
IV.7.2. Calcul du Tassement d'un pieu isolé .....	43
IV.7.3. Calcul de tassement au niveau de la culée.....	43
IV.7.4. Tassement d'un groupe de pieux .....	44
IV.7.5.Exemple de calcul du tassement d'un groupe de pieu.....	45
<b>Conclusion général.....</b>	<b>54</b>

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Bibliographie**

**Annexe**

# Liste des Figures

---

<b>Figure 01</b> : Situation géographique de la région étudiée.....	02
<b>Figure 02</b> : Réseau hydrographique de la région .....	04
<b>Figure 03</b> : Végétation de sidi Marouf.....	04
<b>Figure 04</b> : Carte sismique d'Algérie selon RPA (version2003).....	05
<b>Figure 05</b> : Colonne lithostratigraphique des formations affleurantes au Djebel Sidi Marouf établie a partir des descriptions de M. Durand Delga, 1955.....	06
<b>Figure 06</b> : Carte géologique de Sidi Marouf (Durand Delga, 1955).....	07
<b>Figure 07</b> : Coupe synthétique de la géologie de sidi Marouf réalisé par I. BERDI et A. LAMARA.....	08
<b>Figure 08</b> : Représentation des formations géologiques de secteur étudiée.....	09
<b>Figure 09</b> : Coupe géologique du site d'étude réalisé par I.BERDI et A. LAMARA en Collaboration avec Y. ROUIKHA.....	09
<b>Figure 10</b> : L'implantation du pont sur différentes formations.....	09
<b>Figure 11</b> : Délimitation et situation géographique du sous bassin d'oued Itéra.....	10
<b>Figure 1 2</b> : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel ( ANRH ,1996).....	13
<b>Figure 13</b> : Distribution de la pluviométrie moyenne mensuelle.....	13
<b>Figure 14</b> : Répartition des températures moyennes mensuelles (Station Sattara période 2003-2013).....	14
<b>Figure 15</b> : Diagramme ombro-thermique.....	15
<b>Figure 16</b> : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite (Station Sattara, période 2003/2013).....	18
<b>Figure 17</b> : Implantation des sondages carottés au niveau du site destiné à la construction du Pont (L.H .C sud, 2013).....	22
<b>Figure 18</b> : Coupe géotechnique de la zone d'étude à partir de la corrélation entre les sondages carottés.....	26

# Liste des tableaux

---

<b>Tableau 01</b> : Répartition mensuelle de la pluviométrie enregistrée (en mm) (Station de Sattara Période 2003-2013).....	13
<b>Tableau 02</b> : Distribution des températures mensuelles (settara, période 2003-2013).....	14
<b>Tableau 03</b> : Valeurs du coefficient d'ajustement mensuel « K ».....	16
<b>Tableau 04</b> : Calcul de l'ETP selon Thornthwaite.....	17
<b>Tableau 05</b> : Résultats du calcul de l'ETP et l'ETR (période 2003-2013).....	18
<b>Tableau 06</b> : Description géologique et lithologique du site (L.H.C.Sud, 2013).....	21
<b>Tableau 07</b> : Paramètres physiques des sols étudiés.....	23
<b>Tableau 08</b> : Résultats d'analyses chimiques des sols étudiés.....	24
<b>Tableau 09</b> : Caractéristiques mécaniques au niveau de la culée côté Sidi Marouf.....	24
<b>Tableau 10</b> : Caractéristiques mécaniques au niveau des piles.....	25
<b>Tableau 11</b> : Caractéristiques mécaniques au niveau de la culée côté Ouled Rabah.....	25
<b>Tableau 12</b> : Valeurs du coefficient $k_p$ (Forni.M, 1981).....	28
<b>Tableau 13</b> : Valeurs du coefficient $k_c$ (Forni.M, 1981).....	29
<b>Tableau 14</b> : Force portante admissible du sol à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de la culée côté Sidi Marouf (sondage N° 01).....	31
<b>Tableau 15</b> : Force portante admissible du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de la culée côté Ouled Rabah (sondage N° 03).....	32
<b>Tableau 16</b> : Force portante admissible du sol à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau des piles N° 01,02 et 03 (sondage N°02).....	32
<b>Tableau 17</b> : Comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau de la culée Ouled Rabah.....	33
<b>Tableau18</b> : Comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau de la culée de Sidi Marouf.....	33
<b>Tableau 19</b> : Comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau des piles.....	34
<b>Tableau 20</b> : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau des piles N°01,02 et 03 (sondage N°02).....	38

<b>Tableau 21:</b> Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée côté Ouled Rabah (sondage N°03).....	39
<b>Tableau 22:</b> Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée côté Sidi Marouf (sondage N°01).....	41
<b>Tableau 23:</b> Valeurs du tassement d'un pieu isolé.....	43
<b>Tableau 24 :</b> Valeurs du tassement d'un pieu isolé.....	44
<b>Tableau 25:</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée côté Ouled Rabah (cas d'un pieu foré).....	45
<b>Tableau 26:</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée côté Sidi Marouf (cas d'un pieu foré).....	48
<b>Tableau 27:</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau des piles N° 01,02 et 03(cas d'un pieu foré).....	50

# Introduction générale

---

Avant de construire n'importe quel ouvrage, Il est nécessaire de faire une étude géotechnique détaillée pour éviter les mauvaises surprises et garantir la bonne tenue de l'ouvrage pendant la durée de vie visée. Les fondations sont la base de tous ouvrages qui se trouvent en contact direct avec le terrain assise dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage. Les fondations doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- 1- La capacité portante du sol de fondation doit être calculée avec un facteur de sécurité acceptable pour assurer la sécurité des fondations.
- 2- Les tassements totaux et différentiels doivent être acceptable afin d'assurer que l'ouvrage ne sera pas endommagé par des mouvements de sols de fondation.
- 3- Les fondations doivent être conçues en tenant compte du niveau de la nappe phréatique.

Afin d'atteindre ces objectifs. Les services d'un ingénieur géotechnicien sont requis à deux niveaux pour réaliser les études suivantes :

- a) Une analyse et interprétation des données techniques auprès des directions des travaux publics (DTP) et L.N.H.C.Sud de Batna.
- b) Déterminer les propriétés physiques, mécaniques des sols afin d'évaluer le comportement de sols de fondations sous les charges projetées en interprétant les données géotechniques disponibles.

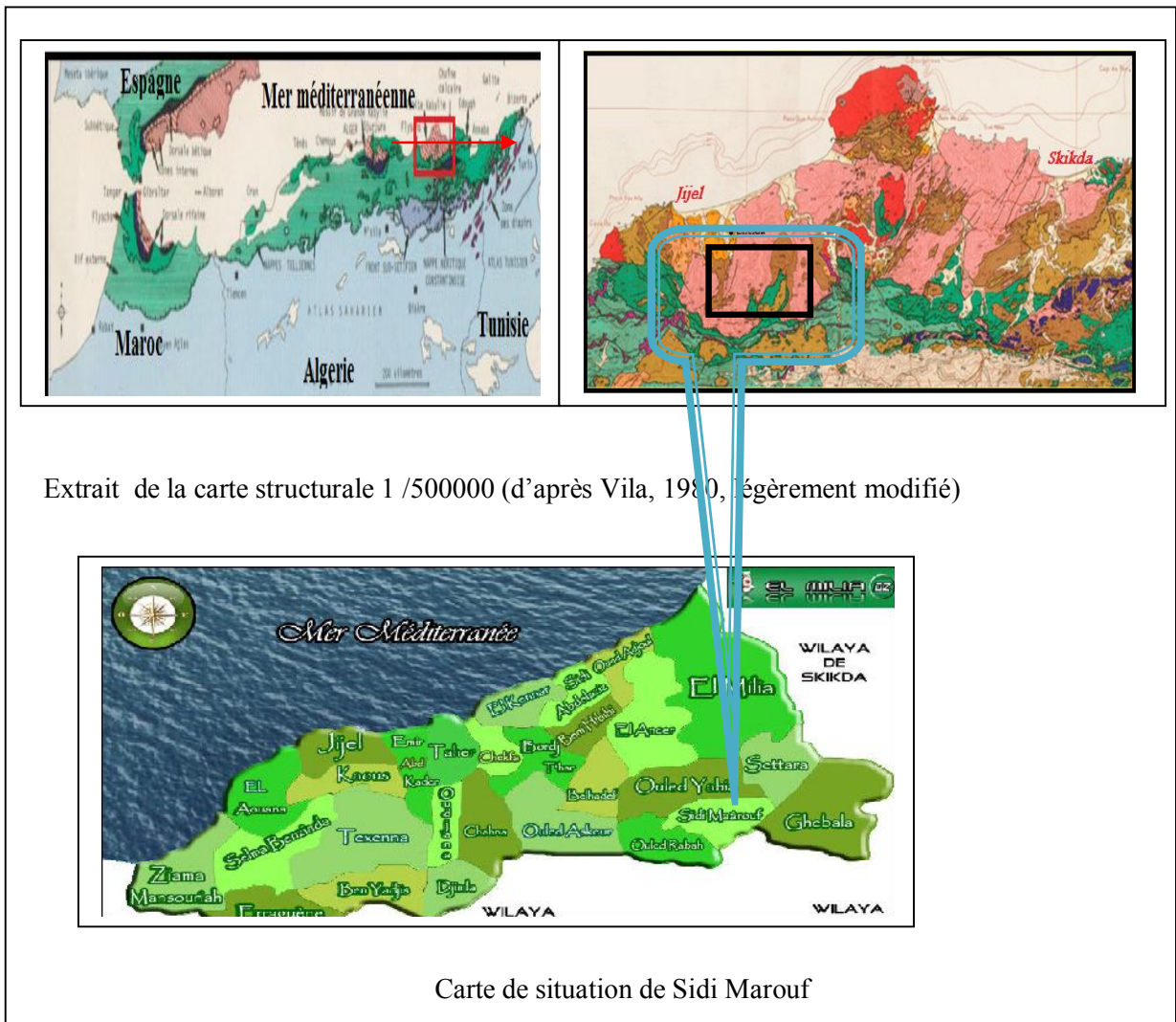
C'est pour cela on a tracé les points suivants :

- ❖ Introduction générale.
- ❖ Chapitre I : généralité.
- ❖ Chapitre II : Contexte géologique.
- ❖ Chapitre III : contexte hydro –climatologique.
- ❖ Chapitre IV : Contexte géotechnique.
- ❖ Conclusion générale et recommandations

**I.1. Situation géographique de la région étudiée**

Le massif de Sidi Marouf est situé dans le NE Algérien plus précisément en Petite Kabylie, à 85km au Nord Ouest de Constantine, 15Km au Sud d’El-Milia et à 75Km au Est de Jijel. **(Figure 01)**. La région de Sidi Marouf est traversée par la route nationale de Constantine El-Milia (RN.27). Le massif de Sidi Marouf est orienté sensiblement EW et Culmine à 1262m. Il est sillonné par Oued El-Kébir qui traverse le village de Sidi Marouf et Oued Itéra qui descend au Sud de Djebel Sidi Marouf. Sidi Marouf est limité :

- Au Nord par la commune d’Ouled Yahia ;
- À l’Est par la commune de Ghabela ;
- À l’Ouest par la commune d’Ouled Rabah ;
- Au Sud par la wilaya de Mila.



**Figure 01 : Situation géographique de la région étudiée.**

Sidi Marouf a les coordonnées géographiques suivantes :

**Latitude 36°- 38° Nord**

**Longitude 6°- 8° Est**

## **I.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 Marouf, massif de Kef boulahmam, Kef Sassenène, Kef Derdja et Mcid aicha et des talwegs sont entaillés profondément dans les vallées.

## **I.3. Climat**

Comme toutes les régions du littoral algérien, la région de Jijel –El Milia est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie. Alors que Sidi Marouf c'est la région la moins pluvieuse a Jijel. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été.

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

Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la wilaya varient de 800 à 1200 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 Marouf s'articule principalement autour de l'oued El-Kébir qui traverse la région du sud vers le nord. De part et d'autre part de cet oued deux sources thermales jaillissent des formations liasiques et triasiques affleurants sur la route El Milia – Constantine. (**Figure 02**)

Oued Itéra descend du sud de djebel sidi Marouf.

Oued Guittoun, Oued Dahadisch, Oued Chekem

## **I.5. Végétation**

La végétation couvre une partie de la superficie du territoire de la région .Ceux ci est du aux : conditions climatiques, la nature des terrains et les précipitations caractérisantes la région. Ces conditions ont permis le développement de forêts peu dense éparses ces derniers sont essentiellement

présentés par des chênes, lièges, des broussailles, des oliviers, des cactus et d'autres arbres fruitiers. (Figure 03).



*Figure 02 : Réseau hydrographique de la région étudiée.*



*Figure 03 : Végétation de sidi Marouf.*

### **I.6. Intérêt socio-économique**

La ville de sidi Marouf 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, d'éducation, de santé. D'où il est nécessaire d'exploiter des terrains pour l'accueil de telles infrastructure c'est pour cela il faut faire des études approfondies tout sur le plan géologique, géotechnique que géophysique.

### **I.7. Sismicité de la région**

Le nord de l'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 causent des dégâts considérables dans la zone épacentrale.

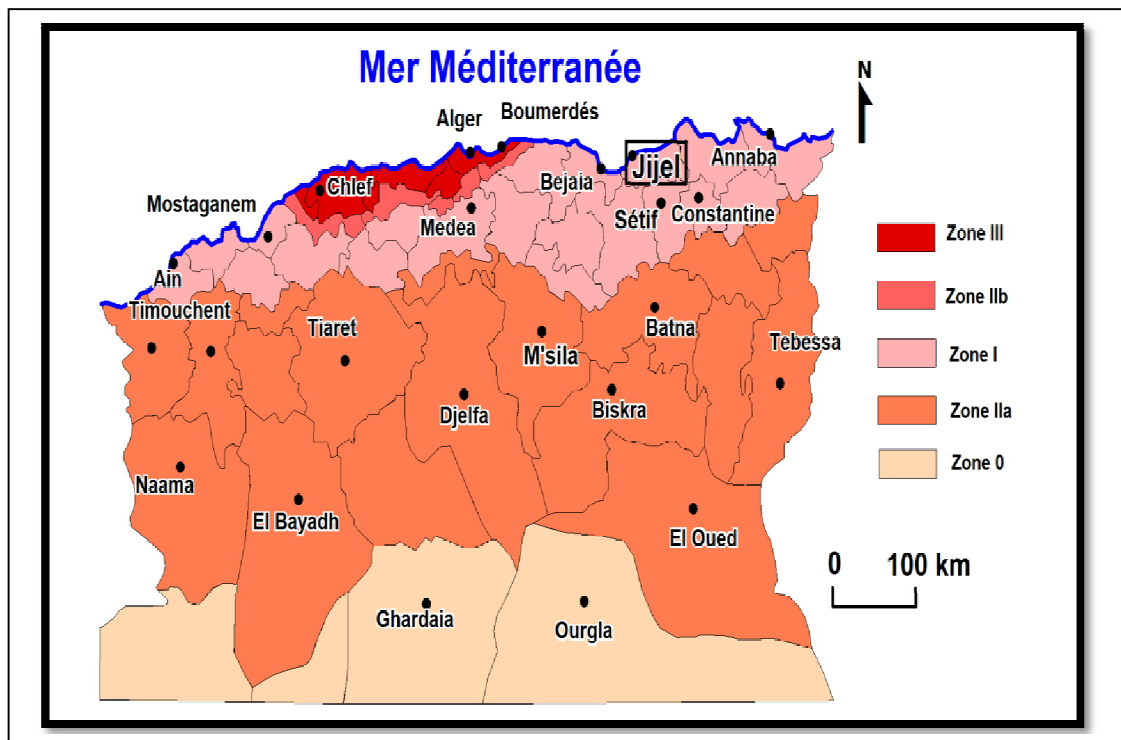
En Algérie cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (**Figure 4**) :

Zone O : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II (IIa-IIb) : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.



*Figure 4: Carte sismique de l'Algérie selon RPA (version 2003).*

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

## II.1.Géologie locale

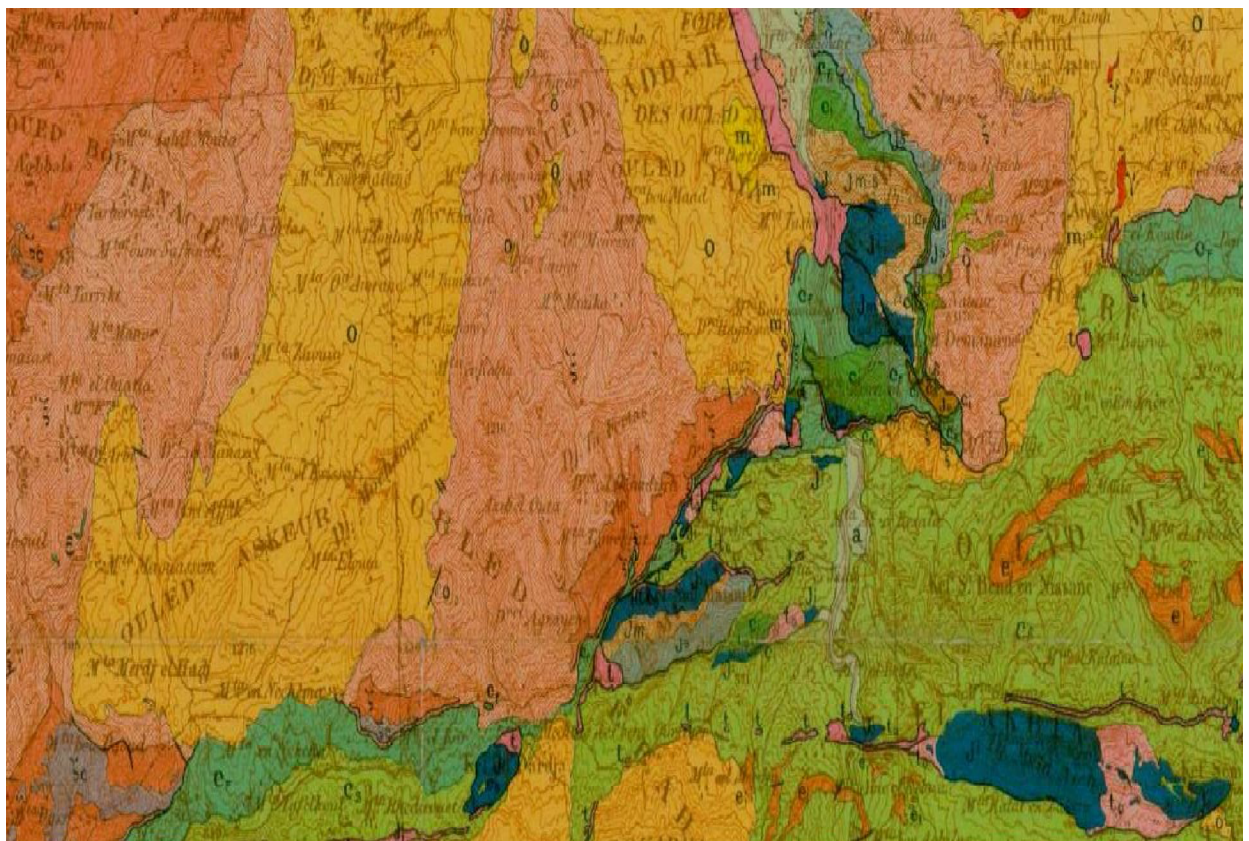
La région de Sidi Marouf fait partie du domaine externe, limitant au sud le massif ancien de la Petite Kabyle. Cette région est située immédiatement au front de la nappe bordière du socle chevauchant le flysch du crétacé inférieur-moyen et les marnes schisteuses du crétacé supérieur (Sénonien à Eocène), dont elle est essentiellement constituée. Les terrains crétacé sont percés par endroit par des reliefs carbonatés jurassiques appartenant à la couverture méridionale, plissée et fracturée, des massifs anciens Kabyles (*Durand Delga, 1955*).

### II.1.1 .La litho-stratigraphie :

Les différents ensembles stratigraphiques sont résumés dans la colonne stratigraphique suivante :

Age	Lithologie	épaisseur	Descriptions
Crétacé supérieur		?	Mameux, marnes noires avec nodules calcaires jaunes épars à Globigérines
Crétacé inférieur		500 m	Calcaire mameux à patine blanchâtre et à cassure gris-bleuté, possédant sur toute leur épaisseur un faciès très homogène. <b>Néocomien</b> : calcaire mameux débute par des calcaires de mince dalle, à la base des fins conglomérats à galets calcaires. Le ciment calcaire de teinte beige, est assez grossier.
Mésozoïque	Titthonique	100 -300 m	Mamo-calcaires et marnes, avec intercalations variées. <b>Titthonique inférieur</b> : calcaires à silex blond, calcaire dur et des passées schisteuses vertes et lie-de-vin. <b>Titthonique moyen-supérieur</b> : marnes jaunâtres avec intercalation de roches vacuolaires et, marnes tendres avec parfois des lits calcaires
	Kimméridgien	100 -300 m	Calcaires oolitiques compacts, en très gros bancs.
	Malm inférieur et moyen	100 -200 m	Calcaires en quelques gros bancs, à silex blancs, souvent en lits.
	Lias supérieur Dogger	200 m	mamo calcaires bien lités, avec intercalations mameuses : <b>Lias supérieur</b> : calcaires avec horizons mamo-calcaires. <b>Dogger</b> : bancs de mamo-calcaires alternant avec des lits plus mameux.
	Toarcien	20 m	Schistes calcaires, à éléments détritiques, parfois des lits conglomératiques.
Domérien		50-100 m	Calcaires mameux à patines blanches ou jaunâtres, avec marnes intercalées, quelques bancs à silex (passage Pleinsbaschien-Domérien).
Lias inférieur Lofaringien, Heinsbaschien		200-300 m	Calcaires compacts, en gros bancs, à patine claire
Infralias		50 m	Calcaires en petits bancs, calcaires dolomitiques sombres
Trias		50 m	Schistes, grès verts, rouges ou grisâtres
Paléozoïque		50 m	Micaschistes, alternance de lits schisteux et des lits feldspathiques, parfois des niveaux de Tourmalinites
		?	Gneiss ocellés plus souvent à deux micas

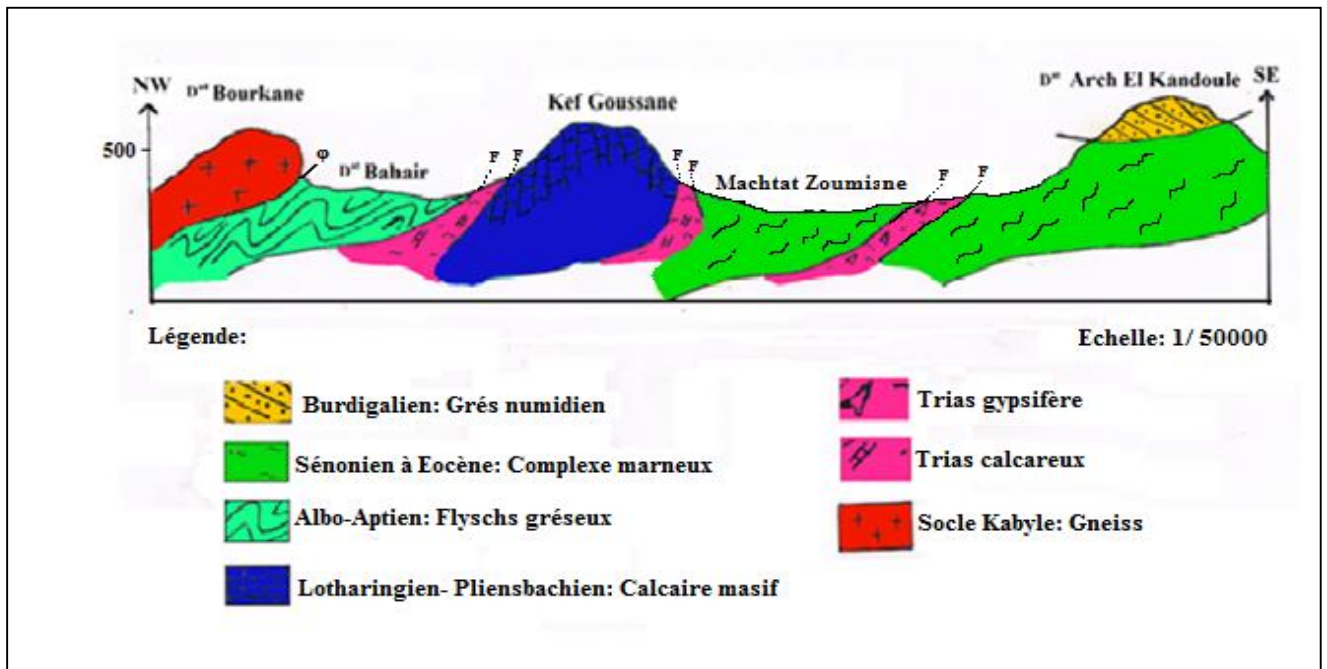
Figure 05: Colonne lithostratigraphique des formations affleurantes au Djebel Sidi Marouf établie à partir des descriptions de M. Durand Delga, 1955 (*Manchar, 2007*).



Légende :

<b>a</b>	Alluvions	<b>c<sub>s</sub></b>	Complexe crétacé sup éocène (marneux)	<b>t<sub>g</sub></b>	Trias gréseux
<b>p</b>	Pliocène	<b>c<sub>r</sub></b>	Flysch crétacé (albo-aptien n.p)	<b>t</b>	Trias gypsifère
<b>m<sub>s</sub></b>	Miocène supérieur	<b>c<sub>i-m</sub></b>	Crétacé inférieur Ci et moyen Cm (faciès tellien)	<b>s<sub>s</sub></b>	Gothlandien
<b>g</b>	Granites Post-burdigalien	<b>J<sub>s</sub></b>	Jurassique supérieur	<b>ε</b>	Epidiorite (venues filoniennes anciennes)
<b>m<sub>i</sub></b>	Miocène inférieur	<b>J<sub>o</sub></b>	Dolomies jurassiques (âge indéterminé)	<b>γ</b>	Micaschistes
<b>o</b>	Oligocène	<b>J<sub>m</sub></b>	Jurassique moyen (avec Lias supérieur au Sud d'El Milia)	<b>σ<sub>c, sc</sub></b>	Cipolins
<b>δ</b>	Dolérite Post cénonienne	<b>J</b>	Lias (sans le Lias supérieur au Sud d'El Milia)	<b>γ</b>	Gneis
<b>e<sub>i</sub></b>	Eocène inférieur (calcaire)				

Figure 06 : Carte géologique de Sidi Marouf (Durand Delga, 1955)



*Figure 07 : Coupe synthétique de la géologie de Sidi Marouf réalisée par I. Berdi et A. Lamara*

## II.2. Géologie du site

L'ensemble des différentes formations surplombées par le pont est formé principalement des marnes :

1. Marnes noires indurées silicifiées (origine tectonique). un débit est généralement en plaquette.
2. Marnes calcaires renfermant des boues rares de calcaire gréseux (dur).
3. Marnes noires moins dures. Débit chaotique tectonisé.

Les trois lentilles marneuses sont coiffées par des terrasses fluviales formées des blocs arrondis décimétrique à métrique d'une épaisseur de 2 m environ.

La culée vers Ouled Rabah est implantée carrément sur des terrasses fluviales ayant une couche d'épaisseur de 4 m de tout venant de l'oued.

Les marnes ont été détectées après 4m de profondeur.

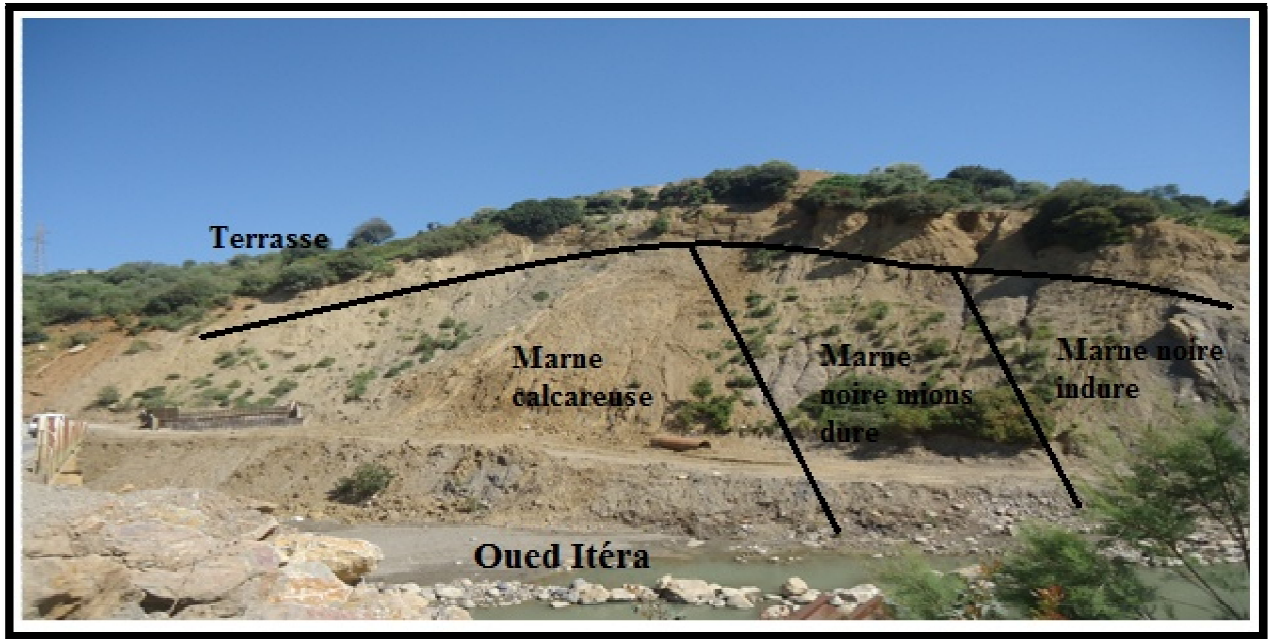


Figure 08: Représentation des formations géologiques du secteur étudié.

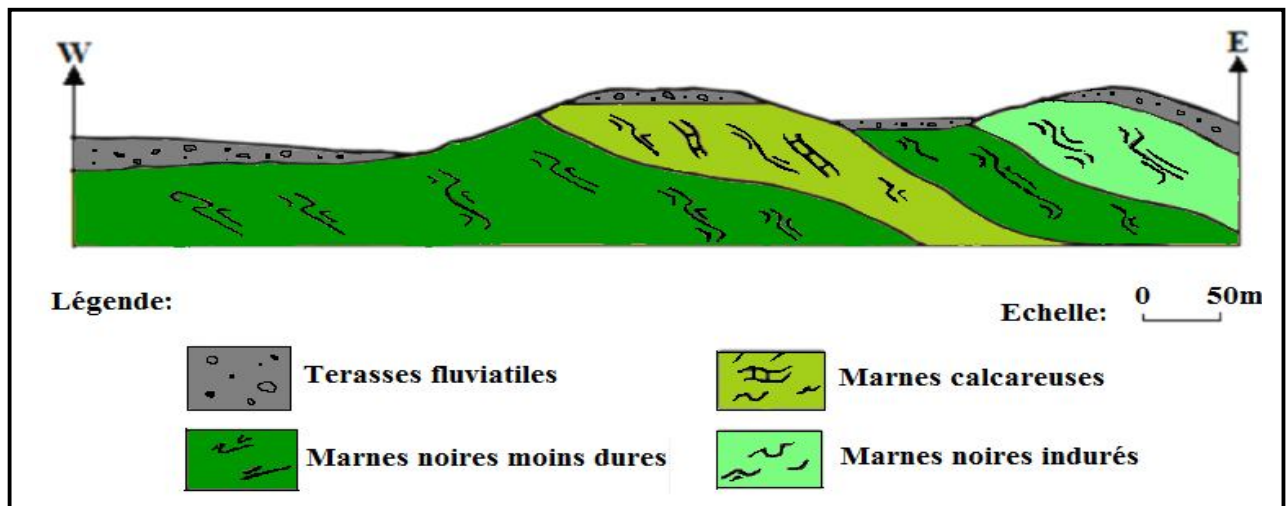


Figure 09 : Coupe géologique du site d'étude réalisé par I .Berdi et A .lamara en collaboration avec Y.Rouikha.

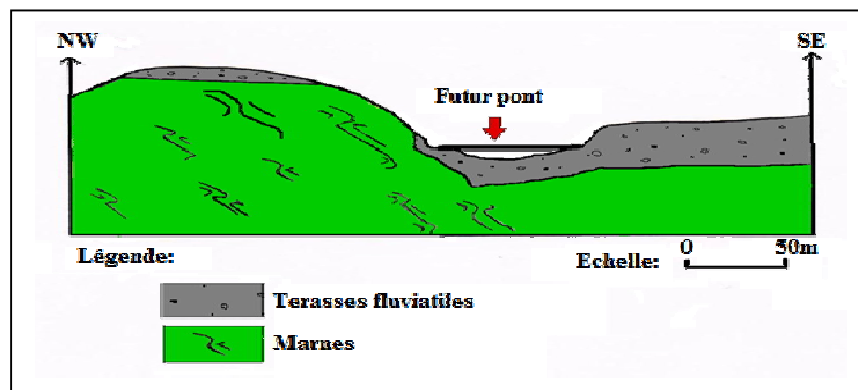


Figure 10 : implantation du pont sur différentes formations.

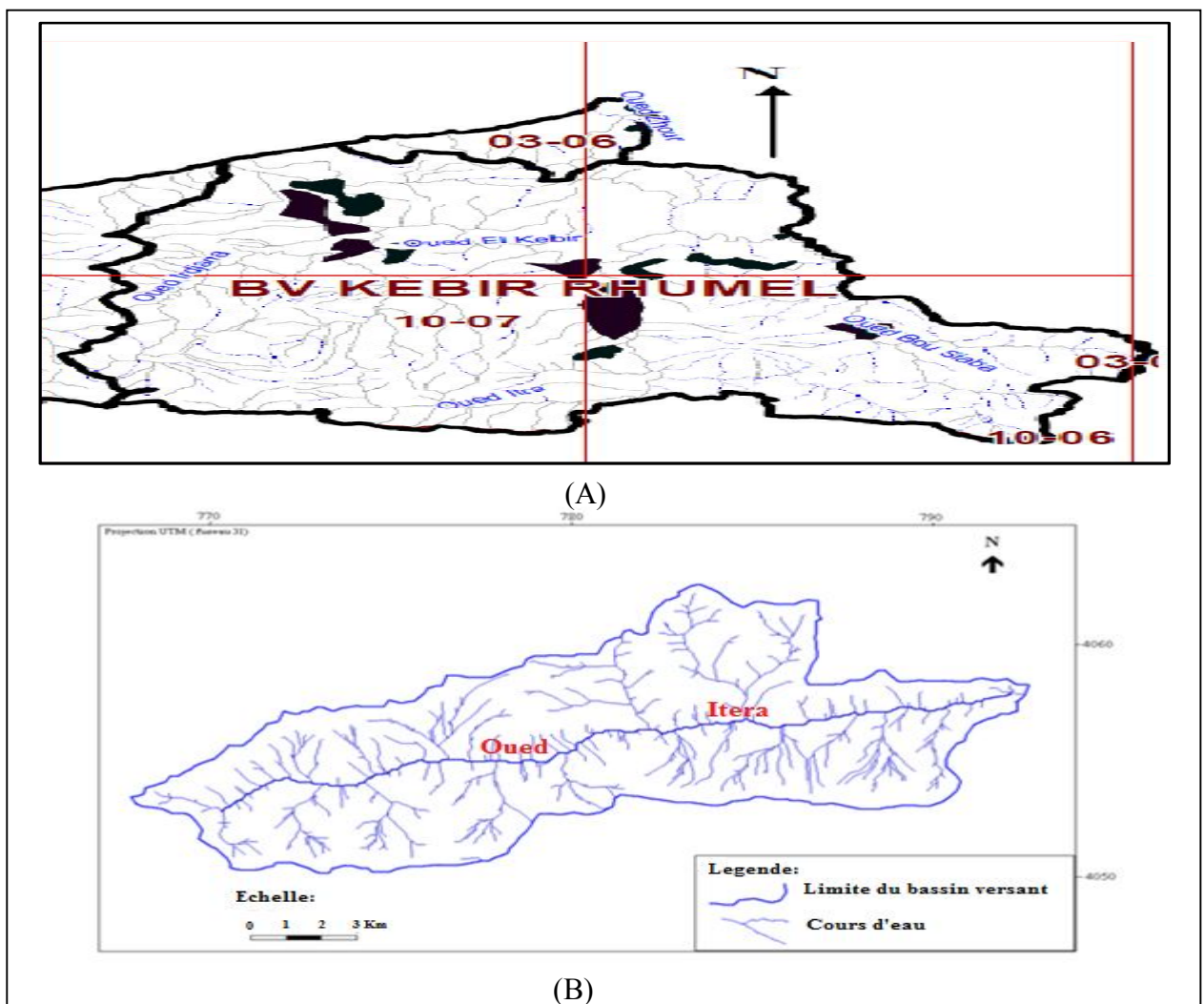
### III .1. Introduction

L'étude hydroclimatique 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.

Ceci va schématiser le fonctionnement du système hydrologique et hydrogéologique et son influence sur le comportement du sol du secteur étudié.

### III .2. Situation géographique du bassin versant

Oued Itéra est un cours d'eau qui fait partie du bassin inférieur de Oued EL –Kébir- Rhumel.



**Figure 11** : Délimitation et situation géographique du sous bassin d'oued Itéra

(A) Location du sous bassin versant d'oued Itéra dans le bassin inférieur du Kébir Rhumel.

(B) Délimitation du bassin versant de l'oued Itéra (Extrait de la carte topographique de Sidi Merouane au 1/250.000).

Le sous bassin versant d'Itéra est limité :

Au Nord par la mer méditerranée.

A l'Est par Oued Bou Siaba.

A l'Ouest par Oued Irdjana.

Au sud par Oued Ennedja.

### III.3. Caractéristiques physiques et leurs influences.

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrographique. Et effet le régime des écoulements en période de crue et en période n'est pas ce même l'étiage. Les diverses caractéristiques morphologiques généralement étudiés sont : la taille du bassin (la surface, périmètre), sa forme, son élévation, sa pente, son orientation, ces facteurs s'ajoutent encore le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique.

En plus de l'importance et du rôle hydrologique joué par les caractéristiques physiographiques. Ces mêmes caractéristiques agissent également par le comportement hydrologique des bassins versants.

#### III.3.1. Paramètres géométriques

- *Surface et périmètre du bassin versant*

L'utilisation du logiciel Global Mapper 6 (version d'essai) nous a permis d'estimer la surface et le périmètre du bassin étudié.

Surface : (A) = 151 km<sup>2</sup>

Périmètre : (p) = 68,5 Km

#### III.3.2. Paramètres de forme

- **L'indice de compacité de Gravelius**

Noté  $K_G$  Permet de connaître la forme du B.V. La formule donnant cet indice s'écrit :

$$k_c = \frac{\text{Périmètre du bassin}}{\text{Périmètre du cercle de même surface}} \dots\dots\dots (III.01)$$

$$K_G = \frac{p}{2\sqrt{A} \cdot \pi} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Avec :

A : Surface est donnée en [Km<sup>2</sup>],

P : Périmètre est donné en [Km].

Le résultat obtenu est :

$$K_G = 1,56$$

L'indice de compacité ( $K_G$ ) obtenu est  $K_G = 1.56$  ça nous indique que notre sous bassin versant est allongé,

- **Rectangle équivalent**

Les formules donnent la longueur et la largeur sont :

$$\text{La longueur : } L = \frac{Kc \sqrt{A}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(\text{III.02})$$

$$\text{La largeur : } l = \frac{Kc \sqrt{A}}{1,12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(\text{III.03})$$

Les résultats obtenus sont :

$$L = 29 \text{ km}$$

$$l = 5 \text{ km}$$

### III .4. Analyse des caractéristiques hydroclimatiques

La reconnaissance des caractéristiques hydroclimatiques de notre région est un outil indispensable par la suite de notre travail. En effet. Comme pour la plupart des sujets traités dans la région, l'eau a été l'un des facteurs essentiels du déclenchement des mouvements de terrain.

#### III.4.1.Précipitations

Les précipitations sont toutes les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, sous forme liquide (bruine, pluie, averse) ou bien sous forme solide (neige, grésil, grêle).

Notre secteur d'étude (Sidi Marouf - Ouled Rabah) est moins arrosé de la wilaya de Jijel selon la carte de la pluviométrie de la wilaya de Jijel. **Figure 12.**

L'histogramme de la distribution mensuelle de la pluviométrie représenté dans la **Figure 13** montre un maximum pluviométrique de 182 mm au mois de décembre, le minimum est atteint au mois de Juillet et ne dépasse guère les 1.25 mm (**Tableau 01**).



**Tableau 01 : Répartition mensuelle de la pluviométrie enregistrée (en mm)**  
(Station de Settara, période 2003-2013)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Pluviométrie moyenne mensuelle (mm)	76.43	81.38	121.55	181.87	137.25	153.32	114.09	94.03	53.53	18.59	1.25	7.77	1041.06

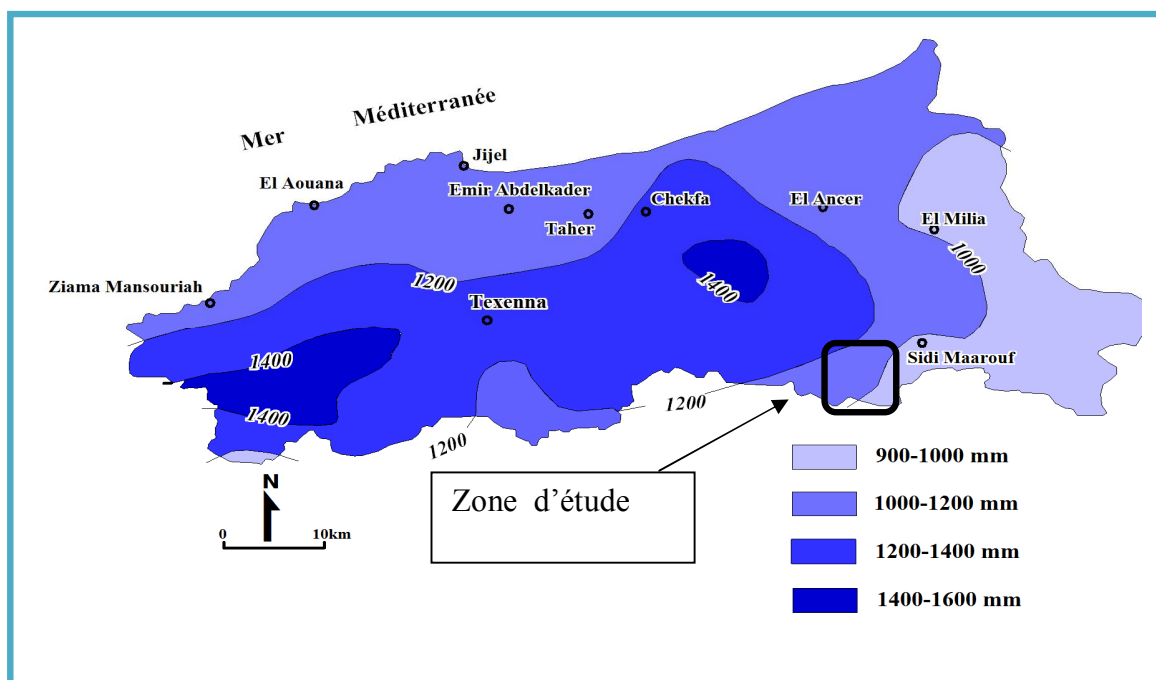


Figure 12 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (1996).

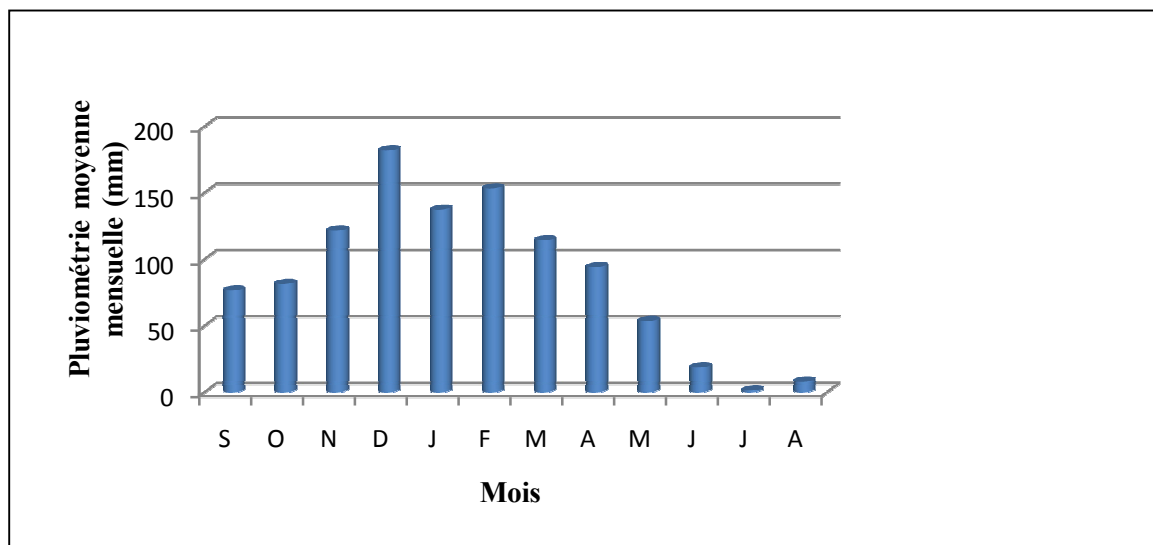


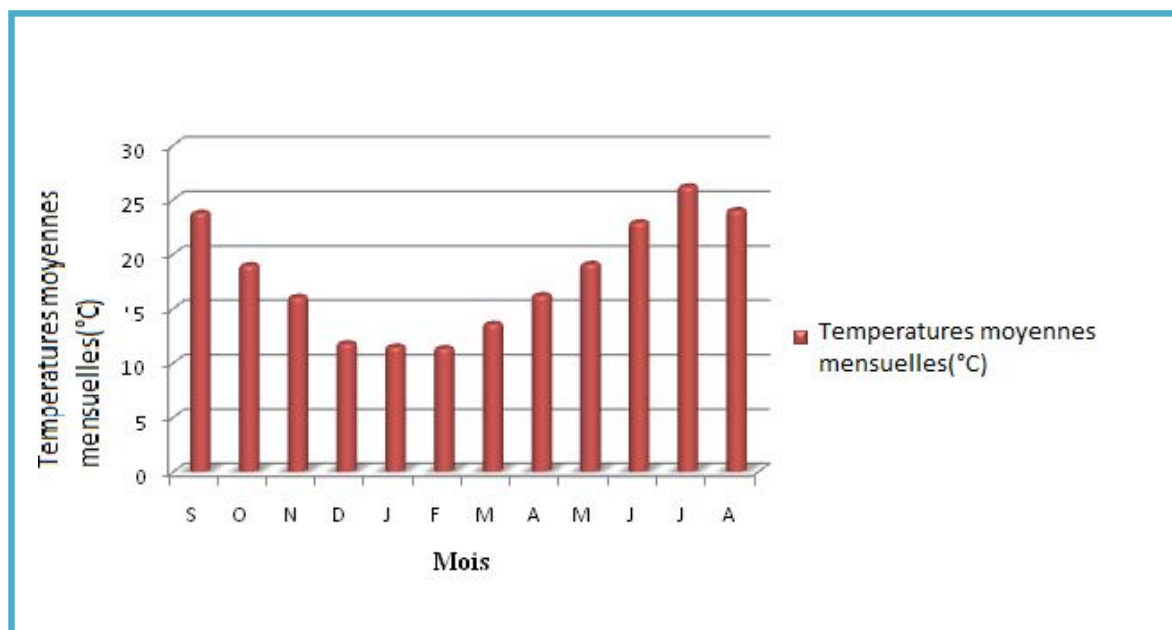
Figure 13: Distribution de la pluviométrie moyenne mensuelle.

### II.4.2. Température de l'air

La température de l'air est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrologique du fait de son impact sur le déficit d'écoulement (évapotranspiration). le **Tableau 02** et la **Figure 14** donnent la répartition de la température moyenne mensuelle pour la période 2003 à 2013. On remarque que le mois de juillet est le plus chaud (26°C), les mois de Janvier et février sont les mois le plus froids, la température en ces mois vaut (11°C).

**Tableau 02** : Distribution des Températures mensuelles (station Sattara 2003-2013).

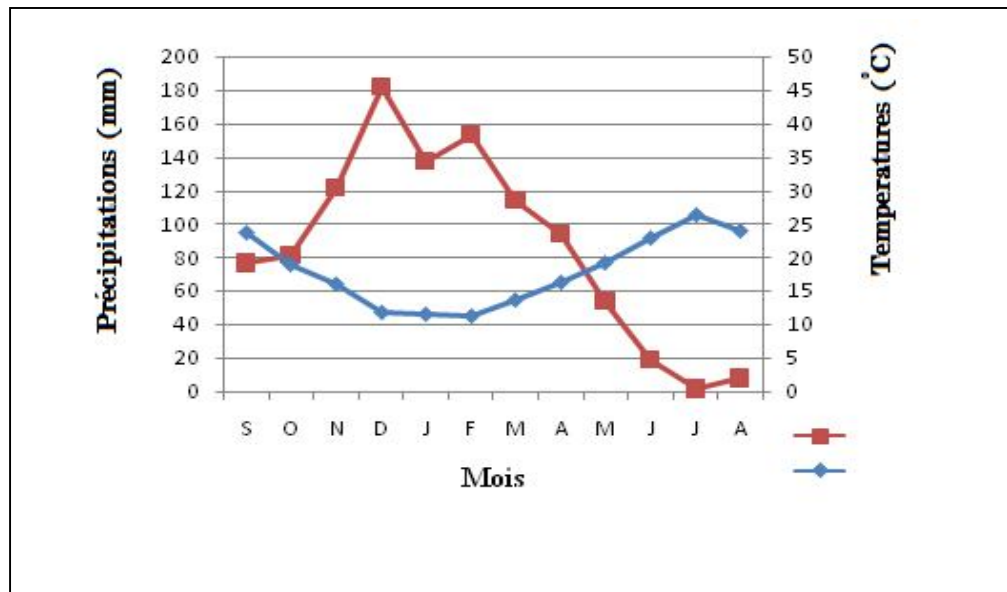
Température moyenne mensuelle (T°C)												
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Station de Sattara	23.78	18.96	16.04	11.78	11.48	11.33	13.57	16.2	19.08	22.9	26.2	24.02
	27.27%			16.02%			22.66%			34.01%		
	Automne			Hiver			Printemps			Eté		



**Figure 14:** Répartition des températures moyennes mensuelles (Station Sattara période 2003-2013).

**III.4 .3. Diagramme ombro-thermique**

Les données des précipitations et des températures mensuelles de la même période 2003-2013 pour la station de Settara nous ont permis d'établir le diagramme ombro-thermique que nous représentons sur la **Figure 15**. Le diagramme permet de déduire que la période hivernale s'étale du mois d'octobre au mois d'Avril. Durant cette période le potentiel de risque d'instabilité augmente considérablement.



*Figure 15 : Diagramme ombro-thermique*

**III.5. Bilan hydrologique**

La méthode que nous allons utiliser pour l'établissement du bilan hydrologie est la méthode empirique de Thornthwaite. Son but c'est pour évaluer la répartition des précipitations entre les composants suivants :

$$P = ETR + R + I + Wa \dots \dots \dots (III.04)$$

Avec:

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

**III.5.1. L'évapotranspiration**

L'évapotranspiration est le phénomène de transformation de l'eau en vapeur par l'effet physique. Cette évapotranspiration se constate lors de la formation de pellicules d'eau fines qui

recouvrent les feuilles, les tiges de plantes ainsi que la surface des eaux stagnantes et les couches superficielles du sol.

On distingue deux types d'évapotranspiration :

- **Evapotranspiration potentielle (ETP)**

Qui définit la quantité d'eau que le sol pourrait consommer dans les conditions optimums d'alimentation en eau en négligeant l'influence des facteurs externes.

- **Evapotranspiration réelle (ETR)**

Qui est définie par la quantité d'eau réellement consommée.

Plusieurs formules ont été prises en compte pour le calcul de l'ETP et L'ETR la méthode qu'on va utiliser est la méthode empirique de Thornthwaite, pour la quelle la température est le facteur utilisé afin de déduire ces deux paramètres.

### III.5.2. Calcul de l'évapotranspiration par la formule de Thornthwaite

#### A- L'évapotranspiration potentielle (ETP)

L'ETP au niveau de cette formule sera calculé en fonction de la température à condition de considérer des surfaces suffisamment étendues et des pas de temps assez longs.

$$ETP = 16 \cdot \left(\frac{10T}{I}\right)^a \dots\dots\dots(III.05)$$

ETP : évapotranspiration potentielle, mensuelle en mm pour 1 mois avec durée d'ensoleillement de 12 heures.

t : température moyenne mensuelle en C° pour le mois considéré.

I : indice thermique annuel obtenue en sommant  $i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1,514}$ .

a : indice calculé à partir de la formule suivante :  $a = 0,016 (I) + 0,5$

L'évapotranspiration potentielle mensuelle corrigée est obtenue à partir de la formule suivante :

$$ETP \text{ corrigée} = ETP \cdot K \dots\dots\dots(III.06)$$

K : Coefficient de correction qui dépend du mois et de l'altitude du lieu.

**Tableau 03 : Valeurs du coefficient d'ajustement mensuel « K ».**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
K	1,03	0,96	0,84	0,83	0,86	0,83	1,03	1,1	1,22	1,23	1,25	1,17

**Tableau 04 : Calcul de l'ETP selon Thornthwaite.**

Mois	Moyenne mensuelle des précipitations (mm)	Moyenne mensuelle des températures (C°)	I	ETP	K	ETP <sub>C</sub> (mm)
Septembre	76,43	23,78	10,60	107,60	1,03	110,82
Octobre	81,38	18,96	7,52	70,45	0,96	67,63
Novembre	121,55	16,04	5,84	51,53	0,84	43,28
Décembre	181,87	11,78	3,66	28,93	0,83	24,01
Janvier	137,25	11,48	3,52	27,57	0,86	23,71
Février	153,32	11,33	3,45	26,9	0,83	22,33
Mars	114,09	13,57	4,53	37,69	1,03	38,82
Avril	94,03	16,2	5,93	52,49	1,10	57,74
Mai	53,53	19,08	7,60	71,28	1,22	86,96
Juin	18,59	22,9	10,01	100,28	1,23	123,34
Juillet	1,25	26,2	12,28	128,98	1,25	161,22
Aout	7,77	24,2	10,88	111,18	1,17	130,08
<b>Total</b>	1041,06	215,52	85,82	714,94	–	889,94

**B - Calcul de l'évapotranspiration réelle(ETR)**

Par définition l'évapotranspiration réelle (ETR) est la quantité d'eau évaporée ou transpirée selon les conditions climatiques réelles .L'ETR est fonction de l'ETP et de la quantité d'eau présente dans le sol.

- si les précipitations( $P$ ) du mois sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle  $ETR=ETP$
- si les précipitations du mois ( $P$ ) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle ( $ETP$ ), dans ce cas, Thornthwaite admet l'utilisation d'une Réserve Facilement Utilisable (RFU) de 100 mm.
- $ETR= \sum pi + RFU$ ; celle-ci est supposée mobilisée comme suit :
  - a) si la RFU antérieure est assez forte pour combler l'insuffisance des précipitations :  $ETR = ETP$
  - b) si la RFU est insuffisante pour satisfaire l'évapotranspiration potentielle :  $ETR= P+RU$

- Le déficit d'eau que l'on appelle parfois le déficit agricole égal à la différence entre l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle.

$$DA = ETP - ETR \dots \dots \dots (III.07)$$

Tableau 05 : Résultats du calcul de l'ETP et l'ETR

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	T
P	76,43	81,38	121,55	181,87	137,25	153,32	114,09	94,03	53,53	18,59	1,25	7,77	1041,06
T	23,78	18,96	16,04	11,78	11,48	11,33	13,57	16,2	19,08	22,9	26,2	24,02	215,5
i	10,60	7,52	5,84	3,66	3,52	3,45	4,53	5,53	7,6	10,01	12,28	10,88	85,82
ETP	110,82	67,63	43,28	24,01	23,71	22,33	38,82	57,74	86,96	123,34	161,22	130,08	890
p_ETP	-34,39	13,75	78,27	157,86	113,54	130,99	75,27	36,29	-33,43	-104,75	-159,97	-122,31	151,12
RFU	0	13,75	92,02	100	100	100	100	100	66,57	0	0	0	
ETR	76,43	67,63	43,28	24,01	23,71	22,33	38,82	57,74	53,53	18,59	1,25	7,77	435,09
DA	34,39	0	0	0	0	0	0	0	0	104,75	159,97	122,31	421,42
EX	0	0	0	157,86	113,54	130,99	75,27	36,29	0	0	0	0	513,95

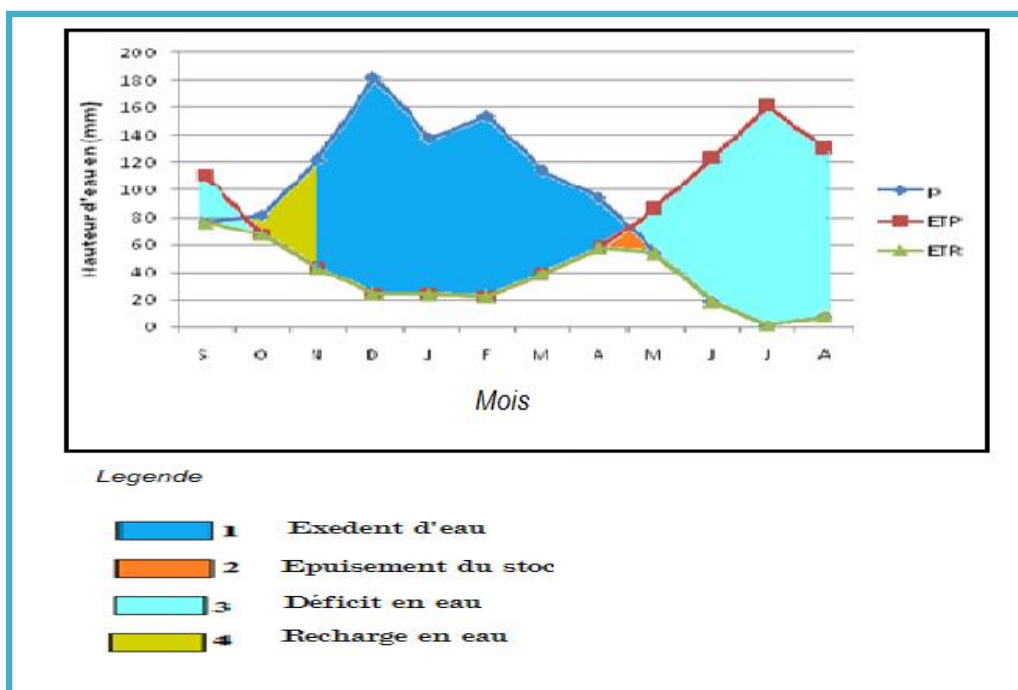


Figure 16 : Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite (Station Sattara, 2003-2013)

Le graphique du bilan hydrologique représenté permet de déduire les points suivants:

La période hivernale s'étale du mois d'octobre au mois d'avril, dans cette période les précipitations liquides sont très abondantes et sont supérieures à l'évapotranspiration. Les pluies

tombées vont en premier lieu pour recharger les réserves, cela continue jusqu'au mois de novembre. A partir de ce mois le plein des réserves est atteint, l'excédent d'eau va donc s'écouler. Les ruissellements atteignent leur maximum au mois de décembre.

La période estivale s'étale début de mai au mois de septembre, c'est une période déficitaire en eau où les précipitations sont pratiquement nulles, l'évapotranspiration est élevée, les infiltrations sont d'ailleurs nulles, les réserves sont épuisées et les ruissellements sont asséchés, avec ces conditions les terrains ne glissent pas immédiatement, mais plutôt c'est la résistance des sols qui décroît.

### III.5.3. Estimation du ruissellement et de l'infiltration

Pour le calcul des ruissellements et des infiltrations on utilise :

Evapotranspiration potentielle.	ETP = 890 mm.
Précipitations moyennes annuelles.	P = 1041 mm.
Lame évapotranspirée	ETR = 435 mm.

#### III.5.3.1. Ruissellement

La lame d'eau ruisselée est estimée à partir de la formule **Tixeront-Berkaloff**, son expression est comme suit:

$$R = P^3 / 3 (ETP)^2 \dots\dots\dots(III.08)$$

Avec :

**R** : ruissellement en (mm);

**P** : précipitations moyennes annuelles;

**ETP** : évapotranspiration potentielle.

Le résultat obtenu est :  $R = (1041)^3 / 3 (890)^2$       donc : **R=475 mm**

$$R\% = \frac{(R * 100)}{P} \quad R = \frac{474,82 * 100}{1041,06} = 46\%$$

La valeur du ruissellement (R) obtenue est de 475 mm qui représente **46 %** des précipitations.

### III.5.3.2. Infiltrations

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.

Elle est estimée à partir de la formule du bilan hydrologique :

$$P = ETR + R + I \dots\dots\dots(III.09)$$

Avec;  $I = P - (ETR + R) \dots\dots\dots(III.10)$

$$I = 1041 - (475 + 435)$$

$$I = 131$$

$$I\% = 13 \%$$

On obtient alors une quantité d'eau infiltrée qui représente **13%** des précipitations.

### III.6. Conclusion

Au regard des résultats du bilan hydrologie calculé. Nous observons que pour les eaux de pluie enregistrées au niveau du bassin **13%** s'infiltrent. Environ **46 %** des eaux tombées partent rejoindre la mer par ruissellement et **41 %** s'évaporent.



#### IV.1. Description de l'ouvrage

Le projet étudié est un pont reliant entre Sidi Marouf et Ouled Rabah de 11m de largeur et 120 m de longueur. Les fondations sont des pieux de 1.2 m de diamètre et de 15 à 20 m de profondeur.

#### IV.2. Campagne de reconnaissance géotechnique

La campagne des reconnaissances géotechniques réalisée pour le site notre projet de fin comporte deux parties la première concerne l'exécution de 03 sondages carottés avec récupération des échantillons, et la deuxième représente la réalisation des essais d'identification physico-mécaniques au laboratoire. Les résultats des essais d'identification des sols ont été fournis par le laboratoire d'Habitats et de Construction Sud Batna (LHC Sud, 2013)

#### IV.3. Interprétation des résultats des sondages carottés

Le **Tableau 6** regroupe les résultats de la description visuelle des trois sondages carottés au niveau du site étudié.

*Tableau 06 : Description lithologiques du site étudié (L.H.C.Sud, 2013).*

Sondages	Profondeur (m)	Lithologie
N° 01	0.00 à 3.00	Sable limoneux graveleux et caillouteux
	3.00 à 9.00	Marne brunâtre graveleuse
	9.00 à 12.00	Marne grisâtre friable
	12.00 à 20.00	Marne grisâtre calcaireuse
N° 02	0.00 à 1.20	alluvions
	1.20 à 7.00	Sable limoneux intercalé par des blocs de calcaire
	7.00 à 15.00	Marne grisâtre
N° 03	0.00 à 1.20	alluvions
	1.20 à 4.00	Sable limoneux intercalé par des blocs de calcaire
	4.00 à 10.00	Marne grisâtre friable
	10.00 à 14.00	Marne compacte

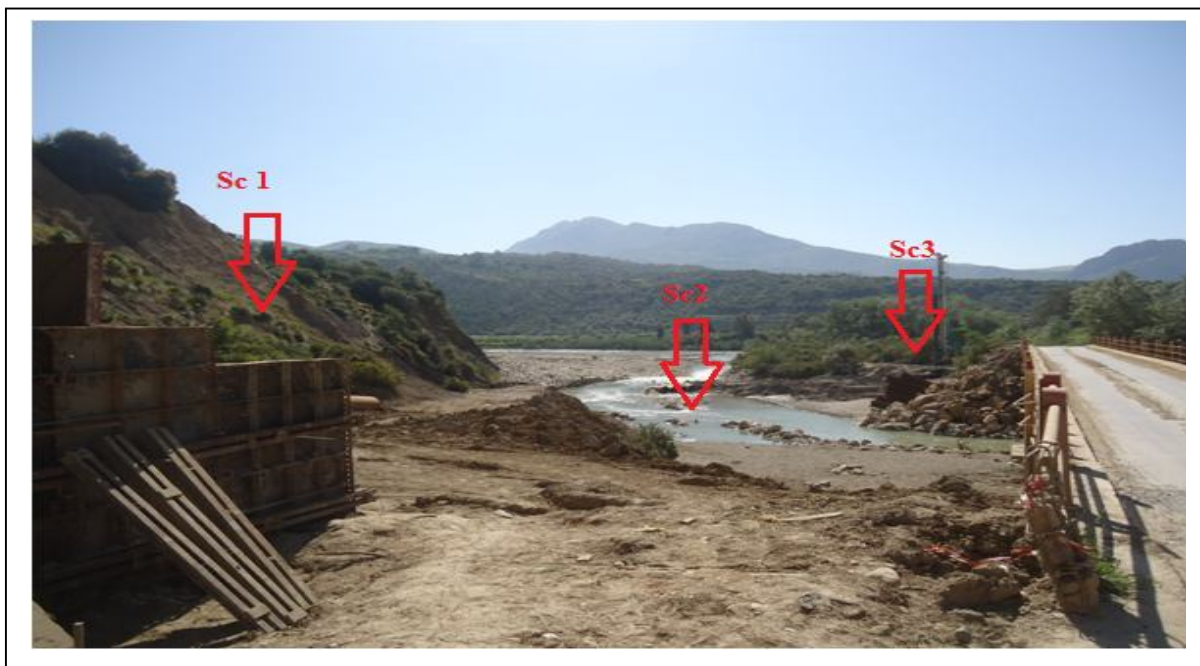
Trois sondages carottés ont été réalisés sur le site à savoir ,un sondage de vingt mètre (20m) de profondeur au niveau de la culée menant vers sidi Marouf, un deuxième sondage de quinze mètres (15m) à été effectué au niveau de l'oued et un troisième sondage de quatorze mètre (14 m) de profondeur a été réalisé au niveau du coté menant vers Ouled Rabah.

Concernant le nombre des sondages carottés réalisés nous signalons l'insuffisance de ces derniers par rapport à l'importance de l'ouvrage et nous recommandons un complément de sondages carottés à savoir un minimum de 1 sondage par fondation (piles et culées).

D'après la description du site issue des sondages carottés. Les formations rencontrées. Sont intercalées par la marne qui devient calcaireuse en profondeur.

La lecture de la lithologie du site nous montre la présence d'un sol potentiellement bon pour l'ancrage des pointes des pieux à partir de 12 m de profondeur environ.

La **Figure 17** nous montre une vue de site étudié avec l'indication des emplacements des trois sondages carottés réalisés dans ce projet.



**Figure 17 :** *Implantation des sondages carottés au niveau du site destiné à la construction du Pont (L .H.C Sud,2013).*

#### IV.4. Les essais géotechniques en laboratoire

Les échantillons de sol prélevés, on fait l'objet d'essais physiques, mécaniques et d'analyses chimiques réalisées par le laboratoire LHC sud ces travaux d'identifications des sols regroupent les essais suivants :

##### IV.4.1. Paramètres Physiques des sols étudiés

*Tableau 07 : Paramètres physiques des sols étudiés.*

Sondages	Profondeur	Paramètres mesures				
		Densité humide $\gamma_h$	Densité sèche $\gamma_d$	Teneur en eau naturelle $W_n(\%)$	Teneur en eau de saturation $W_s(\%)$	Degré de saturation $S_r(\%)$
N° 01	3,20 à 3,60	1,93	1,72	12,26	21,04	58,31
N° 01	11,60 à 11,90	2,05	1,85	10,51	16,98	61,90
N° 02	4,00 à 4,50	1,64	1,47	12,07	31,17	38,71
N° 03	4,00 à 4,50	1,94	1,74	10,21	20,37	50,14

Le **Tableau 07** indique que les sols en place se caractérisent aussi par une faible teneur en eau naturelle qui varie entre  $10,21 \leq W_n \leq 12,26\%$ .

D'autre part ce même tableau nous montre des sols moyennement dense à dense avec des densités humides allant de 1,6 à 2,05 et des densités sèches allant de 1,47 à 1,74.

##### IV.4.2. Analyses chimiques des sols étudiés

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés, sont représentées dans le Tableau suivant.

**Tableau 08 : Résultats des analyses chimiques des sols étudiés.**

Sondages	Profondeur (m)	Paramètres mesures		
		Carbonate CACO3%	Sulfate SO4%	Classification selon la NF P 18-011
N° 01	3,20 à 3,60	32	1,59	A2
N° 01	11,60 à 11,90	32	0,62	A2
N° 02	4,00 à 4,50	24	1,47	A2
N° 03	4,00 à 4,50	28	0,53	A1

Les résultats des analyses chimiques indiquent que les sols en questions sont faiblement agressifs à moyennement agressifs qui appartient au niveau d’agressivité A1 et A2 selon la classification de la norme N FP18- 011.

**IV.4.3. Caractéristiques mécaniques des sols étudiés**

▪ **Essai de cisaillement**

La boîte de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l’échantillon suivant un plan imposé. La mesure de  $\sigma$  et de  $\tau$  à la rupture, déterminée sur trois ou quatre échantillons permettent le tracé de la droite :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots(\text{IV.01})$$

D’où la détermination de la cohésion apparente C et de l’angle de frottement interne du sol  $\varphi$

Les résultats de l’essai de cisaillement rectiligne de type consolidé drainé (CD) effectué par le laboratoire LHC sud sont regroupés dans le Tableau suivants :

**Tableau 09 : Caractéristiques mécaniques au niveau de la culée coté Sidi Marouf.**

Couche N°	Profondeur (m)	Angle de flottement interne du sol $\varphi$	Cohésion (bars)
01	0,00 à 3,00	28°	0,36
02	3,00 à 12,00	14°	0,56
03	12,00 à 20,00	28°	0,56

**Tableau 10:** Caractéristiques mécaniques au niveau des piles (1, 2, 3)

Couche N°	Profondeur (m)	Angle de frottement interne $\varphi$	Cohésion (bars)
01	0,00 à 7,00	28°	0,36
02	07,00 à 15,00	28°	0,56

**Tableau 11 :** Caractéristiques mécaniques au niveau de la culée coté Ouled Rabah

Couche N°	Profondeur (m)	Angle de frottement interne $\varphi$	Cohésion (bars)
01	0,00 à 4,00	28°	0,36
02	4,00 à 10,00	28°	0,56

**Remarque 01 :**

Nous signalons l'absence des caractéristiques physico-mécaniques des formations existantes au niveau des piles n°01 et n°02 projetées pour cet ouvrage d'art. Sachant que même si ces formations sont les mêmes des changements au niveau des caractéristiques physico-mécaniques peuvent exister et mettre en question les résultats établis par la suite sur la base d'une campagne de reconnaissance insuffisante et incomplète.

**Remarque 02 :**

On a un doute que les caractéristiques mécaniques sont un peu élevées.



- Les fondations profondes mobilisent le sol par frottement latéral et par effet de pointe Proportionnellement à leur section.

**IV.5.1. Principe de calcul de la force portante**

$$Q_t = Q_p + Q_f \dots\dots\dots(IV.02)$$

Avec,

$Q_t$  : Force portante limite ;

$Q_p$  : Force portante due à la pointe ;

$Q_f$  : Force portante due au frottement latéral.

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

$$Q_t = S q_t + A q_f \dots\dots\dots(IV.03)$$

Avec,

$A$  : Surface latérale du pieu dans les couches porteuses ;

$S$  : Section de la pointe du pieu ;

$q_f$  : Frottement latéral unitaire ;

$q_t$  : Pression limite sous la pointe.

**IV.5.2. Résistance de pointe**

On utilise la formule suivante par (Forni, 1981) :

$$Q_p = \pi \frac{B^2}{4} (Nq \sum_{i=1}^n \gamma_i d_i + 1,3 C . Nc) \dots\dots\dots(IV.04)$$

Forni, M(1981) montre que la résistance de point ainsi calculée est sous estimée. Des essais réalisés par Caquot et Kerisel sur des pieux de petits diamètres on permit de proposer pour le facteur de portance  $Nq$  les valeurs ci-dessous :

$$Nq = (10)^{Ntg\varphi} ; Nc = \frac{Nq-1}{tg\varphi} \dots\dots\dots(IV.05)$$

Avec,  $\left\{ \begin{array}{l} N = 3,7 \text{ si } B < 32 \text{ cm ;} \\ N = 2,7 \text{ si } B = 32 \text{ cm ;} \\ B : \text{ Diamètre du pieu ;} \\ \varphi : \text{ Angle de frottement interne du sol de la couche porteuse au niveau de la pointe.} \end{array} \right.$

-si  $b > 32 \text{ cm} : Nq = tg^2(45 + \frac{\varphi}{2}) e^{\pi tg\varphi}$  (coefficient des fondations superficielles).

**Remarque :** Les valeurs proposées pour  $Nq$  par Caquot et Kerisel sont valables à conditions que le pieu aura un engagement minimum (fiche critique)  $D_C = \frac{B}{4} Nq^{\frac{2}{3}}$ .

**IV.5.3. Frottement latéral**

Le frottement latéral ne sera pris en compte que sur la hauteur (**D-D<sub>C</sub>**), où **D** représente la fiche du pieu.

▪ **Milieu pulvérulent**

En s'enfonçant dans le sol le pieu refoule le terrain en engendrant dans le massif une réaction de butée inclinée d'un angle (**δ**) avec l'horizontale telle que:

$$q_f = \gamma \cdot z \cdot k_p \cdot \sin \delta \dots\dots\dots(IV.06)$$

$K_p$  est le coefficient de butée correspondant à un écran vertical.

Si on désigne par  $p$  le périmètre de la section du pieu, à la côte  $Z$ , on adopte pour  $Q_f$  la relation suivante :

$$Q_f = p \cdot q_f \frac{z}{2} = p (k_p \cdot \sin \delta) \gamma \frac{z^2}{2} \dots\dots\dots(IV.07)$$

Dans la pratique il est conseillé d'adopter :  $\delta = -2/3\varphi$  en particulier

- pour les **milieux peu denses**, c. à .d ceux pour lesquels:  $28^\circ \leq \varphi \leq 36^\circ$  et  $\gamma = 1,7$  à  $1,8 \text{ t/m}^3$ .
- Pour les **milieux denses** on pourra prendre:  $\delta = -\varphi$  dans ce cas :  $34^\circ \leq \varphi \leq 42^\circ$  et  $\gamma$  entre  $1,8$  et  $1,9 \text{ t/m}^3$ .
- Afin de faciliter les calculs de portance Caquot à proposé les valeurs ci-dessous pour [ $K_p \sin (-\varphi)$ ] et [ $K_p \sin (-2/3 \varphi)$ ] comme le montre le **Tableau 13**.

**Tableau 12:** Valeurs du coefficient  $k_p$  (Forni, M. 1981).

$\varphi^\circ$	0	10	15	20	25	30	35	40	45
$K_p \sin (-\varphi)$	0	0,285	0,567	1,03	1,81	3,21	5,85	11,3	23,7
$K_p \sin (-2/3\varphi)$	0	0,186	0,364	0,641	1,10	1,88	3,27	5,9	11,4

▪ **Milieu à la fois frottant et cohérent**

Dans ce cas on ajoute au frottement unitaire calculé pour les milieux pulvérulents l'incidence de la cohésion. L'action de la cohésion étant assimilée à l'effet d'une surcharge, l'expression de la force unitaire de frottement est donnée par la formule suivante :

$$q_{fc} = k_p (C \cdot \cotg) \sin \delta = C \cdot kc \dots\dots\dots(IV.08)$$

Avec:  $kc = (1 + \sin \varphi) e^{[2(\frac{\lambda}{4} + \frac{\varphi \varphi}{2})]} \text{tg} \varphi = (1 + \sin \varphi) e^{(\frac{\lambda}{2} + \varphi)} \text{tg} \varphi$

Les valeurs du coefficient  $kc$  sont données dans le **Tableau 14** pour  $\delta = -\varphi$  et  $\delta = -2/3\varphi$



**Tableau 13:** Valeurs du coefficient  $kc$  (Forni, 1981)

$\varphi^\circ$	0	10	15	20	25	30	35	40	45
$Kc (-\varphi)$	1	1,6	2,06	2,70	3,62	5,01	7,27	10,36	17,97
$Kc (-\frac{2}{3}\varphi)$	1	1,24	1,43	1,67	2,00	2,47	3,14	4,04	5,39

**Remarque :** dans un sol purement cohérent ( $\varphi = 0$ ) on obtient :  $q_f = C \cdot kc = 1$

▪ **Formule pratique de Caquot et Kerisel:**

Ces auteurs proposent d'adopter pour  $q_f$  la valeur expérimentale suivante :

$$q_f = Cu \frac{1+Cu^2}{1+7Cu^2} \dots\dots\dots(IV.09)$$

Avec  $Cu$  la cohésion non drainée exprimée en bars.

Pour les fondations profondes on adopte un coefficient de sécurité égal à **2** pour l'effort de pointe et **3** pour le frottement latéral. D'où la force portante admissible aura pour valeurs :

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} \dots\dots\dots(IV.10)$$

**IV.5.4. Exemple de calcul de capacité portante d'un pieu foré isolé (culée coté Sidi Marouf)**

Dans ce qui suit une application numérique est proposée à titre d'exemple pour un pieu foré isolé de diamètre  $B = 0,8$  m et une fiche  $D = 15$  m.

**(a) effort de pointe  $Q_p$  :**

$$Q_p = s \cdot q_p = \frac{\lambda B^2}{4} (Nq \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_i + 1,3 C \cdot Nc)$$

Avec :

$D = 15$  m

$\varphi = 28^\circ$

$B = 0,8$  m

$\rho = 2 \Rightarrow \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 = 2 \text{ t/m}^3$

$C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$

**Calcul des facteurs de portance  $Nq$  et  $Nc$  :**

$$Nq = tg^2(45 + \varphi \frac{1}{2}) e^{\lambda tg \varphi} \text{ (lorsque } B > 32 \text{ cm)}$$

Donc :  $Nq = tg^2(45 + 28/2) e^{3,14 \cdot tg 28} = 14,71$

$$Nc = (Nq - 1) / tg \varphi$$

Donc :  $Nc = (14,7 - 1) / tg 28 = 25,78$

$$\Rightarrow Q_p = \frac{3,14(0,8)^2}{4} [(14,71)(2)(15) + (1,3)(5,6)(25,78)] \Rightarrow Q_p = 316,00 \text{ t}$$

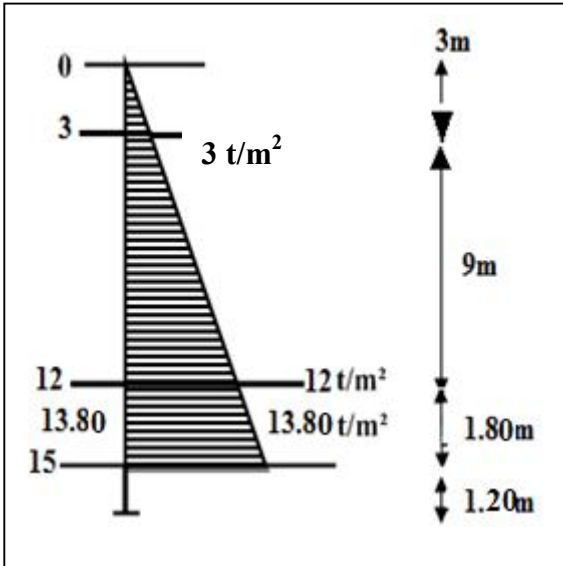
**(b) Effort due au frottement latéral**

La longueur nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe est:  $D_c = \frac{B}{4} Nq^{2/3}$

$\Rightarrow D_c = \frac{0,8}{4} Nq^{2/3} = 1,20 \text{ m}$

$\Rightarrow$  le frottement latéral agira donc sur une longueur de  $(15\text{m} - 1,20\text{m}) = 13,80\text{m}$ .

▪ **L'effet du frottement latéral**



➤ De 0 à 3m : l'angle de frottement  $\varphi = 28^\circ$  ; et  $\gamma = 1,93 \text{ t/m}^3$

A partir du Tableau qui donne le coefficient  $k_p$  en fonction de  $\varphi$  ,  $K_p \cdot \sin\delta = 2,56$

$q_{fp} = \gamma \cdot Z \cdot K_p \cdot \sin\delta = [(1,93) (3) (2,56)] = 14,82 \text{ t/m}^2$

➤ De 3 à 12m :  $\varphi = 14^\circ$  ;  $\gamma = 2,05 \text{ t/m}^3$  et  $K_p \cdot \sin\delta = 0,51$

$q_{fp} = (2,05) (12) (0,51) = 12,55 \text{ t/m}^2$

➤ De 12 à 13,80m :  $\varphi = 28^\circ$  ;  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$  et  $K_p \cdot \sin\delta = 2,56$

$q_{fp} = (2) (13,80) (2,56) = 70,66 \text{ t/m}^2$

Donc :  $Q_{fp} = \lambda B \left[ \frac{(14,82) \cdot (3)}{2} + \frac{(14,82) + (12,55)}{2} (9) + \frac{(12,55) + (70,66)}{2} (1,80) \right] \Rightarrow Q_{fp} = 553,00 \text{ t}$

▪ **L'effet de la cohésion**

➤ De 0 à 3m :  $C = 0,36 \text{ Bar} = 3,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  ;

A partir du tableau qui donne le coefficient  $K_c$  en fonction de  $\varphi$  (*Forni.M, 1981*) ;  $K_c = 4,45$

$q_{fc} = C \cdot K_c = (3,6) (4,45) = 16,02 \text{ t/m}^2$

➤ De 3 à 12m :  $C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 14^\circ$  et  $K_c = 1,96$

$q_{fc} = (5,6) (1,96) = 10,98 \text{ t/m}^2$

➤ De 12 à 13,80m :  $C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  et  $K_c = 4,45$

$$q_{fc} = (5,6) (4,45) = 24,92 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{fc} = (3,14) (0,8)[(16,02)(3) + (10,98)(9) + (24,92)(1,80)] \Rightarrow Q_{fc} = 481,64 \text{ t.}$$

**La force totale de frottement latéral :**

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc} = (553,35) + (481,64) \Rightarrow Q_f = 1035,00 \text{ t}$$

**(c) La charge limite  $Q_l$ :**

$$Q_l = Q_r + Q_p = (1035,00) + (316,00) \Rightarrow Q_l = 1351,00 \text{ t}$$

**(d) La force portante admissible du pieu  $Q_{ad}$ :**

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} = \frac{316,00}{2} + \frac{1035,00}{3} \Rightarrow Q_{ad} = 503,00 \text{ t}$$

Le **Tableau 14,15** et **16** résument les résultats des calculs des différentes variantes proposées pour le système de fondation du pont projeté à savoir les fondations de la culée coté Sidi Marouf celles du coté Ouled Rabah et celles sous les trois piles centrales.

**Tableau 14:** Force portante admissible du sol à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de la culée côté Sidi Marouf (sondage N° 01).

D(m) Fiche de pieu	B(m) Diamètre	Qp (t) Force portante de pointe	Qf(t) Force portante due au frottement latéral	Ol (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Qad (t) Force portante admissible
15	0,8	316,00	1035,00	1351,00	503,00
	1	493,75	1227,45	1721,20	656,02
	1,2	711,00	1395,12	2106,12	820,54
18	0,8	360,34	1628,92	2007,62	723,14
	1	563,03	1955,38	2518,41	933,31
	1,2	810,76	2319,08	3129,84	1178,41

**Tableau 15:** Force portante admissible du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de la culée coté Ouled Rabah (sondage N° 03).

D(m) Fiche de pieu	B(m) Diamètre	Q <sub>p</sub> (t) Force portante de pointe	Q <sub>f</sub> (t) Force portante due au frottement latéral	O <sub>l</sub> (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Q <sub>ad</sub> (t) Force portante admissible
9	0,8	160,80	304,34	465,14	181,85
	1	251,25	380,72	631,97	252,53
	1,2	361,81	400,37	762,18	314,36
12	0,8	182,97	500,01	682,98	258,15
	1	285,90	598,20	884,10	342,35
	1,2	411,69	686,33	1098,02	434,62
15	0,8	205,14	733,14	938,28	346,95
	1	320,54	877,33	1197,87	452,71
	1,2	461,57	1025,53	1487,10	572,63

**Tableau 16:** Force portante admissible du sol à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau des piles N° 01,02 et 03 (sondage N°02).

D(m) Fiche de pieu	B(m) Diamètre	Q <sub>p</sub> (t) Force portante de pointe	Q <sub>F</sub> (t) Force portante due au frottement latéral	O <sub>L</sub> (t) Charge limite verticale d'un pieu isolé	Q <sub>ad</sub> (t) Force portante admissible
9	0,8	227,24	410,03	637,27	250,29
	1	355,06	460,61	815,57	331,07
	1,2	511,29	492,16	1003,45	419,67
12	0,8	271,84	889,12	1160,96	432,37
	1	424,35	1044,99	1469,34	561,08
	1,2	611,06	1176,98	1788,04	697,86
15	0,8	315,92	1483,96	1799,96	652,61
	1	493,63	1774,04	2267,67	838,16
	1,2	710,83	2033,34	2744,17	1033,24

## IV.6 .Etude comparative entre nos calculs et les résultats du bureau d'études :

*Tableau 17: comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau de la culée Ouled Rabah.*

	Nos résultats	Les résultats du bureau d'étude
<b>D(m)</b> Fiche de pieu	14,5	14,5
<b>B(m)</b> Diamètre	1,2	1,2
<b>Q<sub>p</sub> (t)</b> Force portante de pointe	453,26	442,93
<b>Q<sub>f</sub>(t)</b> Force portante due au frottement latéral	975,38	958,99
<b>O<sub>1</sub> (t)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	1428,64	1401,64
<b>Q<sub>ad</sub> (t)</b> Force portante admissible	551,76	541,13

*Tableau 18: comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau de la culée de Sidi Marouf.*

	Nos résultats	Les résultats du bureau d'étude
<b>D(m)</b> Fiche de pieu	15,4	15,4
<b>B(m)</b> Diamètre	1,2	1,2
<b>Q<sub>p</sub> (t)</b> Force portante de pointe	724,3	716,79
<b>Q<sub>f</sub>(t)</b> Force portante due au frottement latéral	1469,67	169,62
<b>O<sub>1</sub> (t)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	2193,97	886,41
<b>Q<sub>ad</sub> (t)</b> Force portante admissible	852,04	354,9

**Tableau 19** : comparaison entre nos résultats de calcul et les résultats du bureau d'étude au niveau des piles.

	Nos résultats	Les résultats du bureau d'étude
<b>D(m)</b> <b>Fiche de pieu</b>	19,3	19,3
<b>B(m)</b> <b>Diamètre</b>	1,2	1,2
<b>Q<sub>p</sub> (t)</b> <b>Force portante de pointe</b>	853,93	758, 96
<b>Q<sub>f</sub>(t)</b> <b>Force portante due au frottement latéral</b>	3565,44	128,24
<b>O<sub>1</sub> (t)</b> <b>Charge limite verticale d'un pieu isolé</b>	4419,37	887,20
<b>Q<sub>ad</sub> (t)</b> <b>Force portante admissible</b>	1645,34	350,09

### Remarque

Nous signalons que cette différence constatées est due à la négligence du bureau d'étude de l'effet du milieu frottant. La chose qui a incidence sur les valeurs de la capacité portante et par conséquent sur le coté économique du projet.

### IV.7. Comportement d'un groupe de pieu

En pratique il arrive que la charge limite globale  $Q_g$  du groupe de (n) pieux soit inférieure à la somme des limites des pieux du groupe  $Q_l$  considéré comme isolés (*Gérard et al, 2003*).

Le comportement d'un groupe de pieux revêt différents aspects. Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé. Les modifications dont il a lieu de tenir compte sont :

- La force portante sous sollicitations axiales.
- Le tassement.
- Le frottement négatif.

Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

- a) La mise en place d'un ensemble de pieu crée un remaniement du sol qui différent de celui produit par la mise en place d'un pieu isolé.
- b) La charge appliquée sur un pieu a une influence en termes d'efforts et de déplacement sur le comportement des pieux voisins. Cette influence peut être chiffrée par des méthodes rationnelles telles que les éléments finis (*Frank, 2003*).

#### IV.7.1. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe

##### IV.7.1.1. 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, 2003*) :

$$C_e = \frac{\text{Charge limite du groupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}} \dots\dots\dots(\text{IV.11})$$

Avec :  $N$  le nombre de pieux.

##### (a) Groupe de pieux dans un sol cohérent

Dans ce cas le coefficient d'efficacité est plus petit des deux valeurs suivantes :

- La valeur de  $C_e$  donnée par la méthode de la pile fictive de Terzaghi, correspondant à un groupe de pieux et du sol entre les pieux comme une fondation monolithique et massive ayant une section droite et un périmètre égaux à ceux du groupe, et la fiche de ce radier fictif est égale à  $2/3$  celle des pieux si ces derniers sont flottants, et est égal à toute la fiche s'ils travaillent en pointe, Cette fondation sera calculée comme si elle était isolée, on obtient ainsi la charge limite du groupe .
- La valeur est donnée par les formules suivantes (*Bouafia, 2005*) :

$$C_e = 1 \text{ si } d/B > 3$$

$$C_e = (1 + d/B)/4 \text{ si } 1 < d/B < 3$$

##### ▪ Cas d'un entre-axe supérieur à 3 diamètres :

Une des règles suivantes est souvent adoptée.

-Le coefficient d'efficacité  $C_e$  est pris égal à **1** pour un entre-axe de **8** diamètres et **0,7** pour un entre-axe de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux.

-Le coefficient d'efficacité  $C_e$  peut être aussi calculé par la formule suivante (*Bouafia, 2010*):

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots\dots\dots(\text{IV.12})$$

Avec :  $B$  le diamètre d'un pieu,  $S$  l'entre-axes,  $m$  et  $n$  le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieu.

##### (b) Groupe de pieux dans un sol sans cohésion

Pour une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux, les différentes études qui ont été faites ont abouti aux conclusions suivantes.

▪ **Cas des sables lâches**

Pour un petit groupe de pieux courts, on adopte un coefficient d'efficacité variant de **1,5** pour un entre-axe de **2** diamètres, à **1** pour un entre-axe de 4 diamètres.

Pour un groupe important de pieux longs, le coefficient d'efficacité varie de **2** pour un entre-axe de **2** diamètres à **1** pour un entre-axe de 6 diamètres.

▪ **Cas des sables denses**

Le coefficient d'efficacité varie de **0,7** pour un entre-axe de 3 à 6 diamètres et à **1** pour un entre-axe de l'ordre de 8 diamètres.

**(c) Pour les sols cohérents**

L'effet de groupe est négligé si l'entraxe (d) entre les pieux est supérieur à 3 diamètres.

Soit  $d > 3B$ . Dans le cas contraire. Le coefficient d'efficacité prend la valeur :  $C_e = 0,25 (1+ d/B)$ .

*(Gérard et al , 2003).*

**La formule de converse –Labarre**

Le coefficient d'efficacité est déterminé comme suit selon *(Léonards ,1968)*.

$$\text{Coefficient d'efficacité} = 1 - \varphi \frac{(n-1) m+(m-1) n}{90mn} \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

Où :

**m** = nombre de rangées ;

**n** = nombre de pieux par rangée ;

**φ** = angle dont la tangente a pour valeur D /S en degrés ;

**S** = distance ente-axe des pieux ;

**D** = diamètre des pieux.

**La formule los Angeles**

La formule d'effet de groupe de los Angeles est une variante plus récente de la méthode précédente. Angle étant exprimé en radians au lieu d'être exprimé en degrés.

$$\text{Coefficient d'efficacité} = 1 - \varphi \frac{(n-1) m+(m-1) n+(m+1)(n-1)\sqrt{2}}{90 m n} \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

**La formule de Seiler-Keeney**

C'est une formule empirique et a été établie pour donner des courbes de réduction de même allure générale que celles de converse-Labarre.

$$\text{Coefficient d'efficacité} = \left[ 1 - \frac{S}{2(S^2-0.1)} \frac{m+n-2}{m+n-1} \right] + \frac{0.3}{m+n} \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$



#### IV .7.1.2. Calcul de la charge limite d'un groupe de pieux au niveau des piles N° 01 ,02 et 03 (sondage N°02)

On a :  $\phi = 0,8$ ,  $D = 9m$  et  $C_e = \frac{\text{Chargelimitedugroupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$

Avec :  $C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$

$B$  le diamètre d'un pieu,  $S$  l'entre-axes,  $m$  et  $n$  le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieu.

Lorsqu'on a :

$$3\phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{2,4}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,74 ;$$

$$4\phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{3,2}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,81 ;$$

$$5\phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{4}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) = 0,85.$$

On a aussi : la charge limite du pieu isolé  $QI$  donné au **Tableau 16**.

Et on a :  $C_e = \frac{\text{Chargelimitedugroupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$

Alors : **la Charge limite du groupe ( $QI_{\text{groupe}}$ ) =  $C_e \times N \times \text{Charge limite du pieu isolé}$**

Donc, avec les différentes entre axe proposés on a :

$$3\phi : QI_{\text{groupe}} = (0,74) \cdot (6) \cdot (640,04) = 2841,77 \text{ t}$$

$$4\phi : QI_{\text{groupe}} = (0,81) \cdot (6) \cdot (640,04) = 3110,59 \text{ t}$$

$$5\phi : QI_{\text{groupe}} = (0,85) \cdot (6) \cdot (640,04) = 3264,20 \text{ t}$$

Les **Tableaux 20. 21 et 22** regroupent les valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau des piles de la culée coté Ouled Rabah et celle du coté sidi Marouf par différentes variantes en matière d'encastrement (fiche) et diamètre des pieux cette large fourchette de valeurs proposées sera très utile pour faire un meilleur choix de l'infrastructure de cet ouvrage qui répond aux conditions techniques et aux exigences économiques.

**Tableau 20:** Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau des piles N°01,02 et 03  
(sondage N°02).

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 0,8 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
09	06	3 $\phi$	0,74	640,04	2841,77
		4 $\phi$	0,81		3110,59
		5 $\phi$	0,85		3264,20
12		3 $\phi$	0,74	1164,06	5168,43
		4 $\phi$	0,81		5657,33
		5 $\phi$	0,85		5936,71
15		3 $\phi$	0,74	1804,00	8010,03
		4 $\phi$	0,81		8767,73
		5 $\phi$	0,85		9200,71

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 1 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
09	06	3 $\phi$	0,74	820,54	3643,20
		4 $\phi$	0,81		3987,82
		5 $\phi$	0,85		4184,75
12		3 $\phi$	0,74	1475,69	6552,06
		4 $\phi$	0,81		7171,85
		5 $\phi$	0,85		7526,01
15		3 $\phi$	0,74	2275,43	1222,90
		4 $\phi$	0,81		1338,59
		5 $\phi$	0,85		1404,69

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 1,2 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
09	06	3 $\phi$	0,74	1010,18	4485,20
		4 $\phi$	0,81		4909,47
		5 $\phi$	0,85		5151,92
12		3 $\phi$	0,74	1794,56	7907,85
		4 $\phi$	0, 81		8721,56
		5 $\phi$	0,85		9152,26
15		3 $\phi$	0,74	2753,52	12225,63
		4 $\phi$	0, 81		13382,10
		5 $\phi$	0,85		14042,95

*Tableau 21: Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée côté Ouled Rabah (sondage N°03).*

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 0,8 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
9	06	3 $\phi$	0,74	465,14	2065,22
		4 $\phi$	0,81		2260,58
		5 $\phi$	0,85		2372,21
12		3 $\phi$	0,74	682,98	3319,28
		4 $\phi$	0, 81		3319,28
		5 $\phi$	0,85		3483,20
15		3 $\phi$	0,74	938,28	4165,96
		4 $\phi$	0, 81		4560,04
		5 $\phi$	0,85		4785,23

Pour un pieu de diamètre : $\phi = 1$ m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axes S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
09	06	3 $\phi$	0,74	631,97	2805,95
		4 $\phi$	0,81		3071,37
		5 $\phi$	0,85		3223,05
12		3 $\phi$	0,74	884,10	3925,40
		4 $\phi$	0,81		4296,73
		5 $\phi$	0,85		4508,91
15		3 $\phi$	0,74	1197,87	5318,54
		4 $\phi$	0,81		5821,65
		5 $\phi$	0,85		6109,14

Pour un pieu de diamètre : $\phi 1,2$ m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé(t)	Charge du groupe de pieu (t)
9	06	3 $\phi$	0,74	762,18	3384,08
		4 $\phi$	0,81		3704,19
		5 $\phi$	0,85		3887,12
12		3 $\phi$	0,74	1098,02	4875,21
		4 $\phi$	0,81		5336,38
		5 $\phi$	0,85		5599,90
15		3 $\phi$	0,74	1487,10	6602,72
		4 $\phi$	0,81		7227,31
		5 $\phi$	0,85		7584,21

**Tableau 22:** Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée côté Sidi Marouf (sondage N°01).

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 0,8m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge du groupe de pieu (t)
15	04	3 $\phi$	0,78	1351,00	4215,12
		4 $\phi$	0,84		4539,36
		5 $\phi$	0,87		4701,48
18		3 $\phi$	0,78	2007,62	6263,77
		4 $\phi$	0,84		6745,60
		5 $\phi$	0,87		6986,52

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 1 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge du groupe de pieu (t)
15	04	3 $\phi$	0,78	1721,20	5370,14
		4 $\phi$	0,84		5783,23
		5 $\phi$	0,87		5989,78
18		3 $\phi$	0,78	2518,41	7857,44
		4 $\phi$	0,84		8461,86
		5 $\phi$	0,87		8764,07

Pour un pieu de diamètre : $\phi$ 1,2 m					
Profondeur D (m)	Nombre de pieu N	Entre axe S (m)	Ce	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge du groupe de pieu (t)
15	04	3 $\phi$	0,78	2106,12	6571,09
		4 $\phi$	0,84		7076,56
		5 $\phi$	0,87		7329,30
18		3 $\phi$	0,78	3129,84	9765,10
		4 $\phi$	0,84		10516,26
		5 $\phi$	0,87		10891,84

**IV.8. Calcul des tassements des pieux**

**IV.8.1. Tassement d'un pieu isolé**

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible.

On admet traditionnellement, bien que ceci manque de rigueur, le fait que le pieu étant conçu pour transmettre les charges à un sol résistant, alors ses déformations sont négligeables. par contre la rigueur exige une analyse complète de l'interaction sol/pieu dans un projet de fondation, le calcul de déformations étant une partie intégrante dans une telle démarche.

Le tassement  $V_0$  en tête d'un pieu isolé, sous une charge de service  $Q$ , sert à l'évaluation du déplacement de l'ensemble de la fondation sous pieux, une fois corrigé par un éventuel effet du groupe. Si dans certaines configurations pieux/sol, le tassement est faible et n'est pas considéré comme un facteur déterminant dans la conception de la fondation, dans d'autres il est nécessaire d'en tenir compte. On peut évaluer le tassement par calcul, en utilisant les différentes méthodes empiriques, méthodes de la théorie d'élasticité transfert des charges, les méthodes numériques .

✓ **Les méthodes empiriques**

Ces méthodes permettant une estimation approximative du tassement, elles sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux .

On note à ce titre, la recommandation de Vesic (1977) pour le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent :

$$V_0 = B/100 + \Delta L \dots \dots \dots (IV.16)$$

$\Delta L = QD/SE_p$  qui représente le raccourcissement élastique du pieu,  $E_p$ ,  $D$ , et  $S$  étant respectivement le module d'Young du matériau du pieu, sa fiche est l'aire d'une section transversale .

Meyerhof (1956) a proposé de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, quelque soit le type de sol, comme suit : *(Bouafia ,2005)*

$$V_0 = B/(30.F_s) \dots \dots \dots (IV.17)$$

$F_s$  étant le coefficient de sécurité pris généralement égal à 3 .

Suite à l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC, Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement en tête d'un pieu isolé sous une charge verticale égale à  $0,7 Q_c$ , par les expressions suivantes:

- $V_0 / B = 0,6 \%$  pour les pieux forés.
- $V_0 / B = 0,9 \%$  pour les pieux battu.

Ces méthodes ont un intérêt limité à la phase préliminaire d'un projet de fondations, et doivent être suivies, dans un stade avancé du projet par une analyse plus rigoureuse des déplacements du pieu.

#### IV.8.2. Calcul d'un tassement d'un pieu isolé

D'après la méthode de Frank (1995) on a obtenus les résultats du tassement d'un pieu isolé pour un diamètre (B) :  $V_0/B = 0,6 \%$  pour les pieux forés, comme le montre le **Tableau 23** regroupe les valeurs trouvées.

*Tableau 23: Valeurs du tassement d'un pieu isolé.*

B(m)	$V_0$ (m)
0,8	0,0048
1	0,006
1,2	0,0072

Tel que B : Le diamètre de pieu

$V_0$  : Le tassement d'un pieu isolé

#### IV.8.3. Calcul de tassement au niveau de la culée

D'après la méthode de Meyerhof (1956) en a obtenus les résultats du tassement d'un pieu isolé pour un diamètre (B) :  $V_0 = B/(30.F_s)$ , le **Tableau 24** regroupe les valeurs trouvées.

**Tableau 24 : Valeurs du tassement d'un pieu isolé**

B(m)	V <sub>0</sub> (m)
0,8	0,008
1	0,011
1,2	0,013

**IV.8.4. Le tassement d'un groupe de pieu**

La présence de deux pieux proches l'un de l'autre modifie le comportement de chacun pris isolément. Un tel phénomène est appelé « effet du couple ». Le problème d'interaction d'un couple de pieux libres en tête a été étudié à l'aide de la théorie de l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin (1936), par plusieurs chercheurs notamment Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davis(1980). Ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$V_0 = V_0^i (1+a) \dots\dots\dots (IV.18)$$

$V_0^i$  est le tassement du pieu isolé sous le même effort, et  $a$  est un facteur d'interaction qui dépend de l'élancement  $D/B$ , de l'espacement relatif  $d/B$  entre les pieux, de la compressibilité relative  $K$ , ainsi que de **coefficient de Poisson**.

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, on définit le rapport de tassement  $R_s$  par (Bouafia, 2010) :

$$R_s = \frac{\text{Tassement moyen du groupe}}{\text{Tassement du pieu isolé sous un effort moyen}} \dots\dots\dots (IV.19)$$

Dans ce qui suit, on se limite au cas simple et fréquent d'un groupe de pieux identiques, regroupés par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux isolés. On peut écrire alors :

$$R_s = \frac{\text{Tassement d'un pieu dans un groupe}}{\text{Tassement d'un pieu isolé sous le même effort}} \dots\dots\dots (IV.20)$$

Les valeurs de  $R_s$  concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement  $d$  entre deux pieux adjacents quelconques, installés dans un sol caractérisé par un module d'Young  $E$ . Les tableaux en **annexes B** regroupent respectivement les valeurs de  $R_s$  pour le cas des pieux flottants, et de ceux travaillant en pointe fichés dans un substratum. Dans tous les cas, on remarque que  $R_s$  augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative  $K$ , diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente (Bouafia, 2010).



#### IV.8.5.Exemple de calcul du tassement d'un groupe de pieu

Pour notre d'étude les **Tableaux 25 ,26 et 27** regroupent les résultats numériques des tassements des regroupent de pieux au niveau des deux culée (coté Ouled Rabah et coté sidi Marouf) ainsi que ceux au niveau des piles.

Nous remarquons que les valeurs des tassements données par la méthode de Frank sont faibles alors que la méthode de Meyerhof donne des valeurs plus importantes.

Dans ce cas la nous préférons être dans le coté le plus défavorable pour avoir une marge de sécurité plus importante.

**Tableau 25:** Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée coté Ouled Rabah (cas d'un pieu foré)

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	09	11,25 ~ 12,50	3	0,48	0,76	0,60	0,49	0,48	
			4		0,67	0,58	0,49	0,48	
			5		0,58	0,54	0,49	0,48	
1		09	09	3	0,60	0,91	0,73	0,60	0,60
				4		0,80	0,69	0,60	0,60
				5		0,71	0,62	0,60	0,60
1,2		7,5	7,5	3	0,72	1,10	0,89	0,72	0,72
				4		0,96	0,81	0,72	0,72
				5		0,85	0,75	0,72	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	12	15	3	0,48	0,80	0,65	0,50	0,48	
			4		0,70	0,62	0,50	0,48	
			5		0,61	0,57	0,50	0,48	
1		12,00 ~ 12,50	3	3	0,60	0,95	0,76	0,61	0,60
				4		0,83	0,73	0,61	0,60
				5		0,73	0,68	0,61	0,60
1,2		10	3	3	0,72	1,10	0,89	0,72	0,72
				4		0,96	0,81	0,72	0,72
				5		0,85	0,75	0,72	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	15	18,75	3	0,48	0,84	0,72	0,48	0,48	
			4		0,74	0,68	0,48	0,48	
			5		0,64	0,59	0,48	0,48	
1		15	3	3	0,60	1,00	0,82	0,63	0,60
				4		0,87	0,78	0,63	0,60
				5		0,76	0,71	0,63	0,60
1,2		12,5	3	3	0,72	1,14	0,91	0,73	0,72
				4		1,00	0,87	0,73	0,72
				5		0,89	0,81	0,73	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	09	11,25 ~ 12,50	3	0,80	1,27	1,01	0,81	0,80	
			4		1,11	0,97	0,81	0,80	
			5		0,98	0,90	0,81	0,80	
1		09	09	3	1,10	1,68	1,29	1,10	1,10
				4		1,47	1,24	1,10	1,10
				5		1,30	1,20	1,10	1,10
1,2		7,5	7,5	3	1,30	1,98	1,59	1,30	1,30
				4		1,74	1,47	1,30	1,30
				5		1,53	1,35	1,30	1,30

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	12	15	3	0,80	1,33	1,09	0,84	0,80	
			4		1,16	1,04	0,84	0,80	
			5		1,01	0,94	0,84	0,80	
1		12	12,00 ~ 12,5	3	1,10	1,75	1,39	1,12	1,10
				4		1,53	1,33	1,12	1,10
				5		1,35	1,25	1,12	1,10
1,2		10	10	3	1,30	1,98	1,59	1,30	1,30
				4		1,74	1,47	1,30	1,30
				5		1,53	1,35	1,30	1,30

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	15	18,75	3	0,80	1,41	1,20	1,81	0,80	
			4		1,23	1,13	1,82	0,80	
			5		1,06	1,00	1,82	0,80	
1		15	15	3	1,10	1,83	1,50	1,15	1,10
				4		1,60	1,42	1,15	1,10
				5		1,39	1,30	1,15	1,10
1,2		15	12,5	3	1,30	2,07	1,64	1,32	1,30
				4		1,81	1,57	1,32	1,30
				5		1,59	1,47	1,32	1,30

*Tableau 26: Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée coté Sidi Marouf (Cas d'un pieu foré).*

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 4									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	15	18,75	3	0,48	0,71	0,61	0,48	0,48	
			4		0,65	0,58	0,49	0,48	
			5		0,58	0,52	0,49	0,48	
1		15	15	3	0,60	0,87	0,72	0,61	0,60
				4		0,79	0,70	0,61	0,60
				5		0,71	0,65	0,61	0,60
1,2		15	12,50	3	0,72	1,02	0,84	0,73	0,72
				4		0,93	0,81	0,73	0,72
				5		0,84	0,78	0,73	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 4									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	18	22,50	3	0,48	0,73	0,64	0,48	0,48	
			4		0,67	0,59	0,50	0,48	
			5		0,59	0,52	0,50	0,48	
1		18	18	3	0,60	0,89	0,76	0,61	0,60
				4		0,82	0,73	0,62	0,60
				5		0,73	0,65	0,61	0,60
1,2		15	15	3	0,72	1,04	0,86	0,73	0,72
				4		0,95	0,84	0,73	0,72
				5		0,86	0,78	0,73	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 4									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	15	18,75	3	0,8	1,19	1,02	0,81	0,80	
			4		1,09	0,97	0,82	0,80	
			5		0,97	0,86	0,82	0,80	
1		15	15	3	1,1	1,59	1,32	1,11	1,10
				4		1,45	1,29	1,11	1,10
				5		1,31	1,19	1,12	1,10
1,2		12,50	12,50	3	1,3	1,85	1,51	1,31	1,30
				4		1,68	1,47	1,31	1,30
				5		1,52	1,40	1,31	1,30

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n =4									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	18	22,50	3	0,8	1,22	1,07	0,81	0,80	
			4		1,11	0,99	0,84	0,80	
			5		0,98	0,86	0,82	0,80	
1		18	18	3	1,1	1,64	1,40	1,11	1,10
				4		1,50	1,33	1,13	1,10
				5		1,33	1,19	1,12	1,10
1,2		15	15	3	1,3	1,88	1,56	1,31	1,30
				4		1,72	1,52	1,31	1,30
				5		1,55	1,40	1,33	1,30

*Tableau. 27: Tassement d'un groupe de pieux au niveau des piles N° 01,02 et 03 (cas d'un pieu foré).*

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	09	11,25 ~ 12,50	3	0,48	0,76	0,61	0,49	0,48	
			4		0,57	0,58	0,49	0,48	
			5		0,59	0,54	0,49	0,48	
1		09	09	3	0,60	0,91	0,68	0,60	0,60
				4		0,8	0,68	0,60	0,60
				5		0,71	0,66	0,60	0,60
1,2		07,50	07,50	3	0,72	0,66	0,84	0,72	0,72
				4		0,93	0,81	0,72	0,72
				5		0,85	1,09	0,72	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞	
0,8	12	15	3	0,48	0,80	0,65	0,59	0,48	
			4		0,87	0,77	0,63	0,48	
			5		0,91	0,85	0,76	0,48	
1		12,00	3	0,60	0,96	0,76	0,61	0,60	
		~	4		0,84	0,73	0,61	0,60	
		12,50	5		0,73	0,68	0,61	0,60	
1,2		10	10	3	0,72	1,10	0,95	0,72	0,72
				4		0,96	0,81	0,72	0,72
				5		0,84	0,79	0,72	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par R. Frank, 2003										
Nombre de pieu n = 06										
Diamètre B(m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)					
					K= 10	K= 10 <sup>2</sup>	K= 10 <sup>3</sup>	K= ∞		
0,8	15	18,75	3	0,48	0,84	0,72	0,48	0,48		
			4		0,74	0,68	0,48	0,48		
			5		0,64	0,59	0,48	0,48		
1		15	15	3	0,60	1,00	0,82	0,63	0,60	
				4		0,87	0,77	0,61	0,60	
				5		0,76	0,71	0,63	0,60	
1,2			12,50	12,50	3	0,72	1,14	0,91	0,73	0,72
					4		1,00	0,87	0,73	0,72
					5		0,88	0,82	0,73	0,72

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,80	09	11,25 ~ 12,50	3	0.80	1.28	1.01	0.81	0.80	
			4		1.12	0.97	0.81	0.80	
			5		0.98	0.91	0.81	0.80	
1		09	09	3	1.10	1.68	1.29	1.10	1.10
				4		1.47	1.24	1.10	1.10
				5		1.30	1.20	1.10	1.10
1,2		7.50	7.50	3	1.30	1.98	1.59	1.30	1.30
				4		1.74	1.47	1.30	1.30
				5		1.53	1.35	1.30	1.30

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0.80	12	15	3	0,80	1,33	1,09	0,84	0,80	
			4		1,16	1,04	0,84	0,80	
			5		1,01	0,94	0,84	0,80	
1		12,00 ~ 12,50	12,00 ~ 12,50	3	1,10	1,75	1,39	0,12	1,10
				4		1,53	1,33	0,12	1,10
				5		1,35	1,25	0,12	1,10
1.2		10	10	3	1,30	1,98	1,57	1,30	1,30
				4		1,74	1,47	1,30	1,30
				5		1,53	1,04	1,30	1,30



Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof, (1956):									
Nombre de pieu n = 06									
Diamètre B (m)	Profondeur D (m)	D/B	d/B	Tassement d'un pieu isolé (cm)	Tassement d'un groupe de pieu (cm)				
					K=10	K=10 <sup>2</sup>	K=10 <sup>3</sup>	K=∞	
0,8	15	18,75	3	0,80	1,41	1,20	1,81	0,80	
			4		1,23	1,13	1,82	0,80	
			5		1,06	1,00	1,82	0,80	
1		15	15	3	1,10	1,83	1,50	0,15	1,10
				4		1,60	1,42	0,15	1,10
				5		1,39	1,30	0,15	1,10
1,2		15	12,50	3	1,30	2,07	1,64	1,32	1,30
				4		1,81	1,57	1,32	1,30
				5		1,59	1,47	1,32	1,30

# Conclusion et recommandations

---

Au terme de cette étude concernant la faisabilité des fondations du pont projeté sur le CW n°41 reliant entre Sidi Marouf et Ouled Rabah. Nous venons de démontrer combien il est nécessaire et impératif de bien mener dans le détail une campagne de reconnaissance géotechnique préalable.

A travers ce travail nous espérons contribuer à faciliter le choix et la décision concernant l'infrastructure de cet ouvrage d'art et ceux à travers les différentes variantes proposées à la fois en matière de profondeur des pieux que celle des diamètres.

Concernant le calcul des tassements nous avons montré l'importance et la difficulté de cette partie du travail à cause de l'absence des méthodes analytiques directe pour les fondations profondes.

Enfin, cette modeste contribution nous a aidés à bien comprendre quelques détails concernant la capacité portante et le calcul des tassements des fondations profondes.

Nous souhaitons que notre travail soit un support utile pour les ingénieurs de la DTP de Jijel dans leurs choix et décisions à venir.

A l'issue des résultats obtenus nous recommandons :

- 1) Les fondations profondes sur les pieux forés en raison de l'importance de l'ouvrage et des charges transmises au sol ;
- 2) Au niveau de la culée coté Ouled Rabah : Un pieu de diamètre de 1.20m avec une fiche 15m de profondeur ;
- 3) Au niveau de la culée coté de Sidi Marouf : Un pieu de diamètre de 1.20m avec une fiche 15m de profondeur ;
- 4) Au niveau des piles : vue de la coupe géotechnique du site nous proposons un pieu de diamètre de 1.2 m avec une fiche de 20m de profondeur ;
- 5) Concernant l'agressivité du sol sur les bétons et les armatures de renforcement l'analyse chimique a indiqué un sol faiblement agressif à moyennement A1 et A2 selon la norme NF P 18-011, donc il faut prendre en considération les dispositions vis-à-vis le dosage du ciment en enrobage minimal d'environ 30 mm pour les armatures de renforcement.

# Référence bibliographique

---

**BOUAFIA A. (2005).** *Calcul pratique des fondations et soutènement.*

**BOUAFIA A. (2010).** *Conception et calcul des ouvrages Géotechniques.*

**BOUILLIN J. (1977).** *Géologie alpine de la petite kabyle dans les régions de Collo et El-MILIA Algérie Thèse de doctorat d'état. Université Paris.*

**COIFFAIT P.E. (1992).** *Un bassin post-nappe dans son cadre structural : exemple de bassin de Constantine (Algérie nord –orientale). Thèse de doctorat. Université de Nancy Paris.*

**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 de Doctorat. Université d'Orsay Paris.*

**DURAND DELGA M. (1955).** *Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris.*

**FORNI M. (1981).** *Fondations spéciales et reprise en sous œuvre ; Eyrolles, 172p*

**FRANK R. (2003).** *Calcul des fondations superficielles et profondes. Technique d'ingénieur, ENPC.*

**GERARD PH et BERTRAND H. (2003).** *Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles .Paris ,548p.*

**LEONARDS G.A. (1968).** *Les fondations. Edition Dunod, paris.*

**MANCHAR N. (2007).** *Etude comparative entre deux gisements de fer en contexte géologique distincts. Le gisement de sidi Marouf (petit kabyle, Jijel) et de Boukhadra (monts du mellegue, Tebessa) Algérie Nord orientale.*

**RAOULT J.F. (1974).** *Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie).* Mem. Soc. Géol. France, pp 53.

**VILA J. M. (1980).** *La chaîne Alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens.* Thèse Doct. UNIV. Pierre et Marie Curie (Paris VI).

# ANNEXE : A

*Répartition de la température enregistrée (en mm). Station de Sattara période*

*(ANRH ,2008-2013)*

Température  
(1/10 °C)

	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Annuel
--	-----------	---------	----------	----------	---------	---------	------	-------	-----	------	---------	------	--------

**2003 - 2004**

Moyenne	240.00	210.00	167.00	15.00	107.00	126.00	129.00	147.00	163.00	208.00	226.00	252.00	166.00
Max	370.00	350.00	250.00	125.00	195.00	250.00	235.00	250.00	240.00	325.00	340.00	375.00	375.00
Min	160.00	130.00	110.00	4.00	2.00	70.00	30.00	80.00	95.00	140.00	130.00	200.00	2.00

**2004 - 2005**

Moyenne	232.00	214.00	134.00	122.00	85.00	80.00	121.00	153.00	194.00	233.00	254.00	249.00	173.00
Max	370.00	350.00	210.00	230.00	170.00	170.00	290.00	270.00	300.00	390.00	400.00	420.00	420.00
Min	110.00	105.00	70.00	50.00	-10.00	0.00	10.00	40.00	100.00	150.00	150.00	170.00	-10.00

**2005 - 2006**

Moyenne	236.00	212.00	165.00	119.00	102.00	115.00	146.00	189.00	213.00	247.00	273.00	256.00	189.00
Max	350.00	304.00	284.00	205.00	180.00	210.00	265.00	320.00	360.00	370.00	400.00	360.00	400.00
Min	160.00	137.00	64.00	52.00	32.00	50.00	35.00	88.00	125.00	115.00	190.00	183.00	32.00

**2006 - 2007**

Moyenne	240.00	226.00	182.00	135.00	132.00	136.00	131.00	165.00	204.00	232.00	265.00	281.00	194.00
Max	354.00	348.00	268.00	224.00	206.00	220.00	250.00	248.00	350.00	332.00	389.00	438.00	438.00
Min	155.00	152.00	117.00	74.00	55.00	82.00	6.00	93.00	112.00	136.00	166.00	193.00	6.00

**2007 - 2008**

Moyenne	240.00	200.00	152.00	125.00	127.00	134.00	134.00	170.00	193.00	226.00	269.00		
Max	380.00	303.00	284.00	237.00	192.00	214.00	240.00	302.00	300.00	372.00	385.00		
Min	170.00	103.00	58.00	35.00	58.00	61.00	30.00	87.00	123.00	143.00	180.00		

**2008 - 2009**

Moyenne	246.00	204.00	147.00	120.00	114.00	109.00	129.00	145.00	206.00	243.00	286.00	273.00	185.00
Max	413.00	286.00	252.00	208.00	202.00	207.00	247.00	290.00	354.00	372.00	436.00	388.00	436.00
Min	156.00	118.00	86.00	54.00	50.00	38.00	48.00	85.00	108.00	163.00	185.00	206.00	38.00

**2009 - 2010**

Moyenne	233.00	198.00	171.00	151.00	126.00	137.00	146.00	159.00	177.00	216.00	262.00	264.00	187.00
Max	344.00	336.00	258.00	276.00	212.00	277.00	277.00	255.00	286.00	290.00	347.00	362.00	362.00
Min	160.00	125.00	78.00	47.00	38.00	13.00	44.00	97.00	95.00	135.00	193.00	187.00	13.00

**2010 - 2011**

Moyenne	234.00	203.00	156.00	137.00	125.00	115.00	142.00	176.00	193.00	223.00	265.00	278.00	187.00
Max	326.00	353.00	250.00	278.00	223.00	183.00	254.00	282.00	294.00	364.00	402.00	392.00	402.00
Min	163.00	89.00	100.00	40.00	33.00	60.00	50.00	94.00	116.00	146.00	188.00	170.00	33.00

**2011 - 2012**

Moyenne	241.00	19.50	161.00	124.00	109.00	76.00	130.00	154.00	191.00	254.00	266.00	293.00	168.00
Max	392.00	27.80	257.00	198.00	167.00	164.00	248.00	315.00	286.00	394.00	425.00	396.00	425.00
Min	165.00	13.50	112.00	55.00	50.00	4.00	50.00	65.00	105.00	171.00	174.00	220.00	4.00

**2012 - 2013**

Moyenne	236.00	210.00	169.00	130.00	121.00	105.00	149.00	162.00	174.00	208.00	254.00	256.00	181.00
Max	365.00	350.00	288.00	254.00	223.00	205.00	257.00	256.00	277.00	375.00	364.00	393.00	393.00
Min	131.00	105.00	84.00	74.00	34.00	28.00	42.00	61.00	105.00	128.00	173.00	186.00	28.00

**Répartition de la pluviométrie enregistrée (en mm). Station de Sattara période**

**(ANRH ,2008-2013)**

Code station : 10 07 11

Nom station : SETTARA

X : 825,1

Y : 385,9

Z : 280

	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Annuel
<b>2003 - 2004</b>	104.1	57.5	69.8	287.5	163.4	58.1	58.6	132.4	63.2	92.2	0	0	1086.8
<b>2004 - 2005</b>	69.3	36.5	286.6	256.8	252.4	265	124.2	161.9	10	0	0	0	1462.7
<b>2005 - 2006</b>	17.5	13.1	101	192.1	178.7	129.5	49.9	27.9	45.8	0	0	0	755.5
<b>2006 - 2007</b>	32.1	28.6	34.3	244.7	23.7	81.2	239.4	70.6	32.1	33.9	3.1	7.5	831.2
<b>2007 - 2008</b>	51.1	129.6	150	157	22.2	28.5	268.3	11.3	67	1.8	9.4	1.7	897.9
<b>2008 - 2009</b>	66.4	26	140.9	148.1	237.2	116.6	77.6	184.7	47.5	0	0	8	1053
<b>2009 - 2010</b>	292.9	157.9	145.4	130.5	155	58.4	96.7	37.1	85.7	24.9	0	0	1184.5
<b>2010 - 2011</b>	33.5	165.8	149.8	105.9	74.5	238.3	68.4	97.4	87.2	33.1	0.0	0.0	1053.9
<b>2011 - 2012</b>	32.8	159.3	75.1	191.5	81.7	299.9	52.5	156.5	3.0	0.0	0.0	40.0	1092.3
<b>2012 - 2013</b>	64.6	39.5	62.6	104.6	183.7	257.7	105.3	60.5	93.8	0.0	0.0	20.5	992.8

# ANNEXE B

## *Valeurs de Rs pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum*

n	4					9			
K	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞
D/B	d/B								
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.48	2.57	1.16	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00

## *Valeurs de Rs pour les pieux flottants*

n	4					9			
K	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞
D/B	d/B								
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	2.42	4.48
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.51	4.29
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93

**Valeurs de Rs pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum**

n	4					8			
	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10	10	∞
D/B	d/B								
7.5	3	1.39	1.12	1.00	1.00	1.66	1.22	1.00	1.00
	4	1.27	1.10	1.00	1.00	1.41	1.16	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.21	1.11	1.00	1.00
9.00	3	1.39	1.12	1.00	1.00	1.66	1.22	1.00	1.00
	4	1.27	1.10	1.00	1.00	1.41	1.16	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.21	1.11	1.00	1.00
10	3	1.39	1.12	1.00	1.00	1.66	1.22	1.00	1.00
	4	1.27	1.10	1.00	1.00	1.41	1.16	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.21	1.11	1.00	1.00
12.50	3	1.42	1.16	1.01	1.00	1.77	1.37	1.02	1.00
	4	1.29	1.13	1.01	1.00	1.50	1.29	1.02	1.00
	5	1.17	1.08	1.01	1.00	1.28	1.19	1.02	1.00
15	3	1.45	1.20	1.01	1.00	1.87	1.52	1.09	1.00
	4	1.32	1.17	1.01	1.00	1.59	1.42	1.09	1.00
	5	1.19	1.08	1.02	1.00	1.34	1.28	1.09	1.00
16.66	3	1.47	1.23	1.01	1.00	1.94	1.62	1.06	1.00
	4	1.34	1.19	1.02	1.00	1.65	1.51	1.06	1.00
	5	1.20	1.08	1.02	1.00	1.39	1.33	1.06	1.00
18.75	3	1.49	1.27	1.01	1.00	2.03	1.74	1.02	1.00
	4	1.36	1.21	1.03	1.00	1.72	1.62	1.02	1.00
	5	1.21	1.08	1.02	1.00	1.45	1.39	1.02	1.00
22.50	3	1.52	1.34	1.01	1.00				
	4	1.39	1.24	1.05	1.00				
	5	1.23	1.08	1.02	1.00				

n	9					12			
	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10	10	∞
D/B	d/B								
15	3	1.97	1.59	1.06	1.00	2.14	1.71	1.08	1.00
	4	1.64	1.45	1.06	1.00	1.77	1.53	1.07	1.00
	5	1.38	1.31	1.07	1.00	1.43	1.36	1.07	1.00
18	3	2.11	1.80	1.09	1.00	2.31	1.95	1.12	1.00
	4	1.77	1.61	1.09	1.00	1.92	1.73	1.11	1.00
	5	1.46	1.43	1.09	1.00	1.54	1.50	1.11	1.00
20	3	2.21	1.94	1.11	1.00	2.44	2.11	1.15	1.00
	4	1.85	1.72	1.11	1.00	2.02	1.86	1.14	1.00
	5	1.52	1.51	1.11	1.00	1.61	1.60	1.13	1.00



24	3	2.40	2.21	1.15	1.00	2.67	2.44	1.20	1.00
	4	2.02	1.94	1.15	1.00	2.21	2.11	1.19	1.00
	5	1.64	1.66	1.15	1.00	1.74	1.78	1.18	1.00
25	3	2.45	2.28	1.16	1.00	2.73	2.52	1.22	1.00
	4	2.06	1.99	1.16	1.00	2.26	2.18	1.20	1.00
	5	1.67	1.70	1.16	1.00	1.78	1.83	1.19	1.00
26.67	3	2.52	2.34	1.21	1.00	2.83	2.60	1.28	1.00
	4	2.13	2.05	1.20	1.00	2.34	2.26	1.25	1.00
	5	1.73	1.76	1.20	1.00	1.85	1.89	1.25	1.00
30	3	2.67	2.47	1.30	1.00	3.01	2.78	1.40	1.00
	4	2.26	2.17	1.29	1.00	2.51	2.42	1.36	1.00
	5	1.85	1.87	1.27	1.00	1.99	2.03	1.25	1.00
33.33	3	2.82	2.60	1.40	1.00	3.21	2.96	1.52	1.00
	4	2.39	2.29	1.37	1.00	2.69	2.58	1.47	1.00
	5	1.97	1.99	1.35	1.00	2.14	2.16	1.30	1.00

<b>n</b>	<b>12</b>					<b>16</b>			
<b>k</b>	<b>10</b>		<b>10<sup>2</sup></b>	<b>10<sup>3</sup></b>	<b>∞</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>∞</b>
<b>D/B</b>	<b>d/B</b>								
15	3	2.14	1.71	1.08	1.00	2.38	1.86	1.11	1.00
	4	1.77	1.53	1.07	1.00	1.95	1.65	1.09	1.00
	5	1.43	1.36	1.07	1.00	1.51	1.43	1.09	1.00
18	3	2.31	1.95	1.12	1.00	2.60	2.16	1.16	1.00
	4	1.92	1.73	1.11	1.00	2.12	1.88	1.14	1.00
	5	1.54	1.50	1.11	1.00	1.64	1.60	1.13	1.00
20	3	2.44	2.11	1.15	1.00	2.75	2.36	1.20	1.00
	4	2.02	1.86	1.14	1.00	2.24	2.04	1.18	1.00
	5	1.61	1.60	1.13	1.00	1.73	1.71	1.16	1.00
24	3	2.67	2.44	1.20	1.00	3.04	2.75	1.28	1.00
	4	2.21	2.11	1.19	1.00	2.47	2.35	1.24	1.00
	5	1.74	1.78	1.18	1.00	1.90	1.94	1.22	1.00
25	3	2.73	2.52	1.22	1.00	3.11	2.85	1.30	1.00
	4	2.26	2.18	1.20	1.00	2.53	2.43	1.26	1.00
	5	1.78	1.83	1.19	1.00	1.94	2.00	1.23	1.00
26.67	3	2.83	2.60	1.28	1.00	3.23	2.97	1.39	1.00
	4	2.34	2.26	1.25	1.00	2.64	2.53	1.33	1.00
	5	1.85	1.89	1.25	1.00	2.03	2.00	1.23	1.00
30	3	3.01	2.78	1.40	1.00	3.48	3.21	1.53	1.00
	4	2.51	2.42	1.36	1.00	2.85	2.75	1.48	1.00
	5	1.99	2.03	1.25	1.00	2.21	2.00	1.23	1.00
33.33	3	3.21	2.96	1.52	1.00	3.73	3.45	1.69	1.00
	4	2.69	2.58	1.47	1.00	3.06	2.96	1.63	1.00
	5	2.14	2.16	1.30	1.00	2.39	2.00	1.23	1.00

<b>n</b>	<b>16</b>					<b>25</b>			
<b>K</b>	<b>10</b>		<b>10<sup>2</sup></b>	<b>10<sup>3</sup></b>	$\infty$	<b>10</b>	<b>10<sup>2</sup></b>	<b>10<sup>3</sup></b>	$\infty$
<b>D/B</b>	<b>d/B</b>								
10	2	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	8.68
	5	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75
	10	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.95
25	2	4.22	5.38	7.44	8.10	5.40	7.25	9.28	11.25
	5	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.03
	10	1.74	2.46	3.42	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50
50	2	5.58	5.65	7.05	8.94	7.26	7.65	9.91	12.66
	5	3.16	3.72	5.11	6.37	3.88	4.74	6.64	8.67
	10	2.08	2.59	3.73	4.65	2.49	3.16	4.76	6.04
100	2	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	10.25	14.35
	5	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55
	10	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88

# ANNEXE C

## -Etude comparative-

### Exemple de calcul de capacité portante d'un pieu foré isolé (culée coté Ouled Rabah)

Dans ce qui suit une application numérique est proposée à titre d'exemple pour un pieu foré isolé de diamètre  $B = 1,2$  m et une fiche  $D = 14,5$  m

(a) effort de pointe  $Q_p$  :

$$Q_p = s \cdot q_p = \frac{\lambda B^2}{4} (Nq \sum_{i=1}^n \gamma_i D_i + 1,3C \cdot N_c)$$

Avec :

$$D = 14,5 \text{ m}$$

$$\varphi = 28^\circ$$

$$B = 1,2 \text{ m}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \gamma = 10 \text{ kN/m}^3 = 1 \text{ t/m}^3$$

$$C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$$

Calcul des facteurs de portance  $N_q$  et  $N_c$  :

$$N_q = \text{tg}^2 \left( 45 + \varphi \frac{1}{2} \right) e^{\lambda \text{tg} \varphi} \text{ (lorsque } B > 32 \text{ cm)}$$

$$\text{Donc : } N_q = \text{tg}^2 (45 + 28/2) e^{3,14 \text{tg} 28} = 14,71$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$\text{Donc : } N_c = (14,7 - 1) / \text{tg} 28 = 25,78$$

$$\Rightarrow Q_p = \frac{3,14 (1,2)^2}{4} [(14,71)(1)(14,5) + (1,3)(5,6)(25,78)] \Rightarrow Q_p = 453,26 \text{ t}$$

(b) Effort due au frottement latéral

La longueur nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe est:  $D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3}$

$$\Rightarrow D_c = \frac{1,2}{4} N_q^{2/3} = 1,80 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  le frottement latéral agira donc sur une longueur de  $(14,5 \text{ m} - 1,80 \text{ m}) = 12,70$

a) L'effet du frottement latéral

➤ De 0 à 4 m : l'angle de frottement  $\varphi = 28^\circ$  ; et  $\gamma = 0,64 \text{ t/m}^3$

A partir du Tableau qui donne le coefficient  $k_p$  en fonction de  $\varphi$  ,  $K_p \cdot \sin \delta = 1,57$

$$q_{fp} = \gamma \cdot Z \cdot K_p \cdot \sin \delta = [(0,64)(4)(1,57)] = 4,02 \text{ t/m}^2$$

➤ De 4 à 10m :  $\varphi = 28^\circ$  ;  $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$  et  $K_p \cdot \sin\delta = 1,57$

$$q_{fp} = (1) (10) (1,57) = \mathbf{15,7 \text{ t/m}^2}$$

➤ De 10 à 12,70 m :  $\varphi = 28^\circ$  ;  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$  et  $K_p \cdot \sin\delta = 1,57$

$$q_{fp} = (1) (12,70) (1,57) = \mathbf{19,94 \text{ t/m}^2}$$

$$\text{Donc : } Q_{fp} = \lambda B \left[ \frac{(4,02) \cdot (4)}{2} + \frac{(4,02) + (15,7)}{2} (6) \frac{(15,7) + (19,94)}{2} (2,70) \right] \Rightarrow \mathbf{Q_{fp} = 434,50 \text{ t.}}$$

**b) L'effet de la cohésion**

➤ De 0 à 4m :  $C = 0,36 \text{ Bar} = 3,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  ;

A partir du tableau qui donne le coefficient  $K_c$  en fonction de  $\varphi$  (Forni.M, 1981) ;  $K_c = 2,28$

$$q_{fc} = C \cdot K_c = (3,6) (2,28) = \mathbf{8,20 \text{ t/m}^2}$$

➤ De 4 à 10 m :  $C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  et  $K_c = 2,28$

$$q_{fc} = (5,6) (2,28) = \mathbf{12,76 \text{ t/m}^2}$$

➤ De 10 à 12,70 m :  $C = 0,56 \text{ Bar} = 5,6 \text{ t/m}^2$  ;  $\varphi = 28^\circ$  et  $K_c = 2,28$

$$q_{fc} = (5,6) (2,28) = \mathbf{12,76 \text{ t/m}^2}$$

$$Q_{fc} = (3,14) (1,2) [(8,20)(4) + (12,76)(6) + (12,76)(2,70)] \Rightarrow \mathbf{Q_{fc} = 540,88 \text{ t.}}$$

**La force totale de frottement latéral :**

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc} = (434,50) + (542,36) \Rightarrow \mathbf{Q_f = 975,38 \text{ t}}$$

**(c) La charge limite  $Q_l$  :**

$$Q_l = Q_f + Q_p = (975,38) + (453,26) \Rightarrow \mathbf{Q_l = 1428,64 \text{ t}}$$

**(d) La force portante admissible du pieu  $Q_{ad}$  :**

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} = \frac{453,26}{2} + \frac{975,38}{3} \Rightarrow \mathbf{Q_{ad} = 551,76 \text{ t}}$$

## **Résumé**

Ce projet de fin d'étude consiste à étude de faisabilité des fondations d'un pont projeté sur le chemin de wilaya n°41(CW n°41) reliant la localité de Sidi Marouf à celle d'Ouled Rabah (wilaya de Jijel). Pour avoir une vue globale du projet nous avons commencé par un contexte géologique suivi par une synthèse et étude géomorphologique du site d'étude. L'objectif principal de ce travail est l'étude géotechnique de l'infrastructure de cet ouvrage d'art. Toute en calculant la capacité portante des fondations profondes, l'effet du groupe de pieux et le tassement du sol à travers différentes variantes proposées afin de contribuer à éclaircir les choix dans l'avant projet détaillée pour les services des travaux publics de la wilaya de Jijel.

**Mots clés:** Fondations, dimensionnement, capacité portante, pression limite, groupe de pieux, tassement.

## **ABSTRACT**

This final project of study consists to survey of feasibility of the foundations of a bridge projected on the path of state n°41(CW n°41) joining the locality of Sidi Marouf has the one of Ouled Rabah (State of Jijel). To have a global view of the project we began by a geological context

Followed by a synthesis and survey geomorphologic of the survey site. The main objective of this work is the survey geotechnical of the infrastructure of this art work. All while calculating the structural capacity of the deep foundations, the effect of the group of piles and the settlement of soil through different variants proposed in order to contribute to solve the choices in the before project retailed for the services of the works public of the state of Jijel.

**Key words:** Foundations, the structural capacity, pressure limits, group of pile, settlement.

## ملخص

يتمثل مشروع في دراسة إمكانية انجاز أساسات منشأ فني (جسر) متواجد على الطريق الولائي رقم 41 الرابط بين سيدي معروف و أولاد رابح (ولاية جيجل) ,المشروع يتضمن دراسة جيولوجية و هيدرولوجية للمنطقة نتطرق بعدها إلى الجانب الجيوتقني للمشروع من خلال اقتراح عدة حلول تقنية بخصوص البنية التحتية للمنشأ مع حساب قوة تحمل التربة و الأساسات وكذلك حساب قيم تراص التربة في كل وضعية

من خلال هذه الدراسة نتمنى ان نشارك في توضيح الرؤية لمصالح الإشغال العمومية لاختيار ما هو مناسب في الدراسة النهائية

**الكلمات المفتاحية:** الأساسات العميقة \_ تراص التربة \_ البنية التحتية

## Résumé

Ce projet de fin d'étude consiste à étude de faisabilité des fondations d'un pont projeté sur le chemin de wilaya n°41(CW n°41) reliant la localité de Sidi Marouf à celle d'Ouled Rabah (wilaya de Jijel). Pour avoir une vue globale du projet nous avons commencé par un contexte géologique suivi par une synthèse et étude géomorphologique du site d'étude. L'objectif principal de ce travail est l'étude géotechnique de l'infrastructure de cet ouvrage d'art. Toute en calculant la capacité portante des fondations profondes, l'effet du groupe de pieux et le tassement du sol à travers différentes variantes proposées afin de contribuer à éclaircir les choix dans l'avant projet détaillée pour les services des travaux publics de la wilaya de Jijel.

**Mots clés:** Fondations, dimensionnement, capacité portante, pression limite, groupe de pieux, tassement.

## ملخص

يتمثل مشروع في دراسة إمكانية انجاز أساسات منشأ فني (جسر) متواجد على الطريق الولائي رقم 41 الرابط بين سيدي معروف و أولاد رابح (ولاية جيجل)، المشروع يتضمن دراسة جيولوجية و هيدرولوجية للمنطقة نتطرق بعدها إلى الجانب الجيوتقني للمشروع من خلال اقتراح عدة حلول تقنية بخصوص البنية التحتية للمنشأ مع حساب قوة تحمل التربة و الأساسات وكذلك حساب قيم تراص التربة في كل وضعية

من خلال هذه الدراسة نتمنى ان نشارك في توضيح الرؤية لمصالح الإشغال العمومية لاختيار ما هو مناسب في الدراسة النهائية

**الكلمات المفتاحية:** الأساسات العميقة \_ تراص التربة \_ البنية التحتية

## ABSTRACT

This final project of study consists to survey of feasibility of the foundations of a bridge projected on the path of state n°41(CW n°41) joining the locality of Sidi Marouf has the one of Ouled Rabah (State of Jijel). To have a global view of the project we began by a geological context

Followed by a synthesis and survey geomorphologic of the survey site. The main objective of this work is the survey geotechnical of the infrastructure of this art work. All while calculating the structural capacity of the deep foundations, the effect of the group of piles and the settlement of soil through different variants proposed in order to contribute to solve the choices in the before project retailed for the services of the works public of the state of Jijel.

**Key words:** Foundations, the structural capacity, pressure limits, group of pile, settlement.



# CHAPITRE I

## GENERALITE



# CHAPITRE II

## CONTEXTE GEOLOGIQUE

Age	Lithologie	épaisseur	Description
Crétacé supérieur		?	Masses massives avec nodules calcaires (niveau de la calcaire)
Crétacé inférieur		500 m	Calcaire massifs (petites lenticules et à noyau gris-bleu), généralement sans trace de stratification. <b>Thémis</b> : calcaire massifs à blocs de la taille de la tête d'un homme, calcaire de la taille d'un poing. Le sommet calcaire de haute tige et sans jointures.
Tithonien		100 - 300 m	Masses calcaires et marne, avec stratification marquée. <b>Thémis</b> : calcaire à blocs de la taille de la tête d'un homme. <b>Thémis</b> : calcaire à blocs de la taille de la tête d'un homme. <b>Thémis</b> : calcaire à blocs de la taille de la tête d'un homme.
Mésozoïque		100 - 300 m	Calcaire calcaire compact, sans jointures.
Paléozoïque		100 - 200 m	Calcaire en plaques grossières, à blocs massifs, souvent en lit.
Trias		200 m	marne calcaire fine graine, avec stratification marquée. <b>Trias</b> : calcaire avec nodules marne-calcaire. <b>Trias</b> : marne calcaire dense avec des lit plus marqués.
Jurassien		50 m	Schistes calcaires, lenticules blanches, parfois des lit argilo-marneux.
Dévien		50-100 m	Calcaire massifs à blocs blancs ou jaunâtres, avec masses alternées, parfois fines à blocs (niveau de la tête d'un homme).
Permien		200-300 m	Calcaire compact, en gros blocs, à petite dalle.
Indusien		50 m	Calcaire en petits blocs, calcaire à lenticules marquées.
Trias		50 m	Schistes, grès, marne ou gypse.
Paléozoïque		?	Graie ou sable plus souvent à blocs massifs.



## ***CHAPITRE III***

### ***CONTEXTE HYDRO-CLIMATOLOGIQUE***



***CHAPITRE IV***  
***CONTEXTE GEOTECHNIQUE***



***INTRODUCTION***  
***GENERALE***

***CONCLUSION***  
***GENERALE***

# **ANNEXES**