

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

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 : Master Académique en Géologie

Option: Génie Géologique

Thème

Etude de la réalisation d'un ouvrage d'art sur la RN 77  
touchée par la cuvette du Barrage de tabellout Cas du  
pont 1054 m

### Membres de Jury

Président : Mebrouk F.  
Examinatrice: Bouhenouna A.  
Encadrant : Mme Illas Chahra

Présenté par:  
Bahloul Naziha  
Benaziza Seloua

Année Universitaire 2013-2014

Numéro d'ordre (bibliothèque) : .....

# Remerciement

*Nous remercions, Dieu tout puissant qui nous a donné la volonté, et la force pendant toutes nos années d'études.*

*Nous remercions notre encadreur Mme Illas. Chahra pour les conseils, l'orientation, et l'assistance, qu'elle nous a apporté durant ce travail.*

*Nous remercions également tous les enseignants du département des sciences de la terre et de l'univers, et en particulier monsieur Rouikha. Y,*

*Nous tenons aussi à présenter nos remerciements aux Membres du jury et qu'ils veuillent bien trouver l'expression de Notre gratitude pour lire et juger notre travail.*

*Nous remercions également toutes les personnes qui nous ont permis de mener à terme notre mémoire, soit de loin ou de près.*

*seloua et nazihia*

# Dédicace

*Je dédie ce travail:*

*A mon très cher père Mokhtar*

*A ma mère Nassira et ses*

*Sacrifices pour moi et qui n'a cessé de m'encourager*

*tout au long de mes études.*

*A mon très cher 2<sup>ème</sup> père Ramdhan*

*A mes frères : Rabeh et Med Amine*

*A ma sœur : Amina*

*A mes deux grandes mères : Fatima et Yamina*

*A mon grand père : El Mekki*

*A toute ma famille et mes amies*

*Sans oublier ma très chère copine et collègue Seloua;*

*A tous mes collègues de promotion 2013/ 2014*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aiment*

**NAZIHA**

# Dédicace

*Je dédie ce travail:*

*A mon très cher père Ammar*

*A ma mère Hafidha et ses Sacrifices pour moi et qui n'a cessé de m'encourager tout au long de mes études.*

*A mes frères: Haroun, Rabeh et Mino*

*A mes sœurs: Wissem, Hakima, Ghania et Chadia*

*A ma petite nièce Alaa*

*A mon petit neveu Nawfel*

*A ma grande mère : Baya*

*A toute ma famille surtout : Khalida, Asma et Salsabil*

*A tous mes amies surtout: Samira, Aitab*

*Sans oublier ma très chère copine*

*et collègue Naziha;*

*A tous mes collègues de promotion 2013/ 2014*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aiment*

**SELOUA**

## Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### Chapitre I: Généralités

I. Cadre géographique du site .....	2
I.1.Situation.....	2
I.2.Climat .....	2
I.3.Végétation.....	3
I.4.Réseau hydrographique .....	3
I.5.Orographie .....	3
I.6.Sismicité .....	4

### Chapitre II: Contexte géologique

I. Introduction.....	5
II. Cadre géologique régional .....	6
II.1.Domaine interne.....	6
II.1.1. Le socle kabyle .....	6
II.1.2.La couverture sédimentaire .....	6
II.2.Domaine externe.....	7
II.2.1.Le Domaine des flyschs .....	7
II.2.2.Les formations telliennes .....	8
II.3. Les roches magmatiques .....	8
II.4. Les Formations post-nappes.....	8
III. Géologie du site.....	9

### Chapitre III: Synthèse hydro-climatologie

I. Introduction.....	13
II. Paramètres géométriques du bassin versant.....	14
a.La superficie .....	14
b.Le périmètre .....	14
c.L'indice de compacité de Gravius (indice de forme) (Kc) .....	14

d. Le rectangle équivalent.....	15
III. Hydroclimatologie.....	15
III.1. Climat.....	15
III.1.1 Précipitations.....	15
III.1.2. Température de l'air.....	17
III.2. Relation température - précipitation.....	18
Diagramme ombrothermique.....	18
III.3. Indice d'aridité.....	19
III.4. Le bilan hydrologique.....	20
a. Approche du bilan hydrique.....	20
b. Calcul de l'évapotranspiration potentielle ( <i>ETP</i> ).....	20
c. Calcul de l'évapotranspiration réelle ( <i>ETR</i> ).....	22
d. Estimation du ruissellement et de l'infiltration.....	24
III.5. Conclusion.....	24

## **Chapitre IV: Etudde géotechnique**

I. Introduction.....	25
II. Description du projet.....	25
III. Les moyens de reconnaissance géotechnique.....	25
III.1. Les moyens de reconnaissance in-situ.....	25
A. Les sondages carottés.....	26
B. Essai pressiométrique.....	29
III.2. Les moyens d'étude au laboratoire.....	29
III.2.1. Essais d'identification.....	29
III.2.2. Essais mécaniques.....	32
III.2.3. Les paramètres chimiques.....	33
IV. Calcul de la capacité portante des fondations profondes.....	34
IV.1. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré.....	35
IV.1.1. Capacité portante d'un pieu foré isolé à partir des formules statiques.....	35

IV.1.2.Exemple de calcul de Capacité portante d'un pieu foré isolé (Sondage 07 pile 09) .....	38
V. Comportement des groupes des pieux.....	42
V.1. Modification du comportement d'un pieu par l'effet de groupe .....	43
V.1.1. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiales .....	43
VI. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré de à partir de l'essai pressiométrique .....	46
VI.1. La capacité portante de fondations profondes .....	46
Méthodes pressiométrique du LCPC .....	46
VII. Méthode de calcul des tassements des pieux .....	53
VII.1.Tassement d'un pieu isolé .....	53
VII.2. Tassement d'un groupe de pieux .....	55
Conclusion générale .....	63

### Introduction générale

Dans tout projet de construction, la reconnaissance géotechnique doit être réalisée avec soin afin de fournir les éléments nécessaires à la conception et calcul des ouvrages. La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles de dimensionnements, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles numériques des comportements des ouvrages les plus complexes.

La conception d'un pont résulte d'une démarche rigoureuse dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Dans ce projet, nous nous sommes intéressées à la réalisation d'un ouvrage d'art (le viaduc 1054 ml sur RN 77 touché par la cuvette du barrage de Tabellout) en utilisant différentes méthodes de dimensionnement et de calculs. Notre travail consiste à étudier le terrain sous tous ses aspects et son aptitude à recevoir cet ouvrage. Notre démarche s'est basée sur les méthodes de reconnaissances géologiques et géotechniques d'une part et sur les modes de conception et de calcul d'autre part.

A fin d'accomplir ce travail, notre manuscrit est organisé en quatre chapitres de la manière suivante :

- Introduction générale;
- Chapitre I : Généralités;
- Chapitre II : Contexte géologique;
- Chapitre III : Synthèse hydro-climatologie;
- Chapitre IV : Étude géotechnique;
- Conclusion générale.



# *Chapitre I*

## *Généralités*



## I. Cadre géographique du site

### I.1. Situation

Le site de notre étude se situe dans la zone dite Oued R'ha commune de Djimla. Cette dernière est située à environ 50 km au Sud-Est de la ville de Jijel, chef-lieu de la wilaya. Il est limité :

Au Nord par Djebel Draa El-Fartassa ;

A l'Est par Djimla ;

Au Sud et à l'Ouest par Boudria Beni Yadjis.



Figure I.1. Situation géographique du site étudié (Extrait de la carte topographique de Tamesguida)

### I.2. Climat

La région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen subissant l'influence de la mer méditerranéenne au Nord et des reliefs au Sud, ce qui fait que le climat de la région de Djimla est tempéré, avec des températures élevées en Été et basses en Hiver.

Les précipitations annuelles varient entre 1200 et 1395 mm/an ce qui classe cette région parmi les zones les plus pluvieuses d'Algérie avec un potentiel hydrique très important. En plus d'une importante pluviométrie, la commune de Djimla est souvent recouverte par d'importantes quantités de neige.

### I.3.Végétation

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale assez dense favorisée par l'importance des précipitations. Les conditions climatiques et la nature des terrains de la région ont permis le développement de forêts très denses. Ces forêts sont constituées essentiellement par du chêne-liège, des chênes-zen, des broussailles, et autres arbres fruitiers. En général, ce potentiel forestier donne à la région une vocation agricole et forestière.

### I.4.Réseau hydrographique

Le territoire de la commune de Djimla est traversé par un ensemble d'Oueds, de chaabats et de talwegs qui descendent des montagnes, parmi les oueds de cette région on a :

Oued El-Mers; Oued Djimla et Oued R'ha

L'Oued El-Mers est l'élément le plus important dans l'hydrologie de la région. Ces Oueds sont caractérisés par un écoulement permanent.

### I.5.Orographie

La région de Djimla est le résultat d'une évolution géologique qui est marquée par de grands contrastes topographiques.

Les principales formes de relief qu'on rencontre sont les suivants :

- **Les montagnes** : culminantes à plus de 1248 m pour djebel Sidi-BouAzza au Nord, et un pic de 1205 m pour djebel Bou-Affroune au Sud s'étend le village de Djimla à 626 m d'altitude sous forme de versant.
- **Les dépressions** : situé entre les chaînes de montagnes, ce sont des zones basses où se concentrent la plupart des agglomérations. L'essentielle de ces agglomérations sont concentré de part et d'autre de la route nationale RN77.



## I.6.Sismicité

Le Nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épacentrale. A titre d'exemple, le violent séisme, du 21 mai 2003, de Boumerdès, de par son intensité, à causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

Selon le RPA(Rapport parasismique Algérien) (2006), cinq zones sont définies en Algérie en fonction de leur activité sismique croissante (figure I.2) :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible ;

Zone II- a : sismicité moyenne ;

Zone II- b : sismicité élevée ; et

Zone III : sismicité très élevée.

La région de Jijel est classée dans la zone de moyenne sismicité (zone II-a).

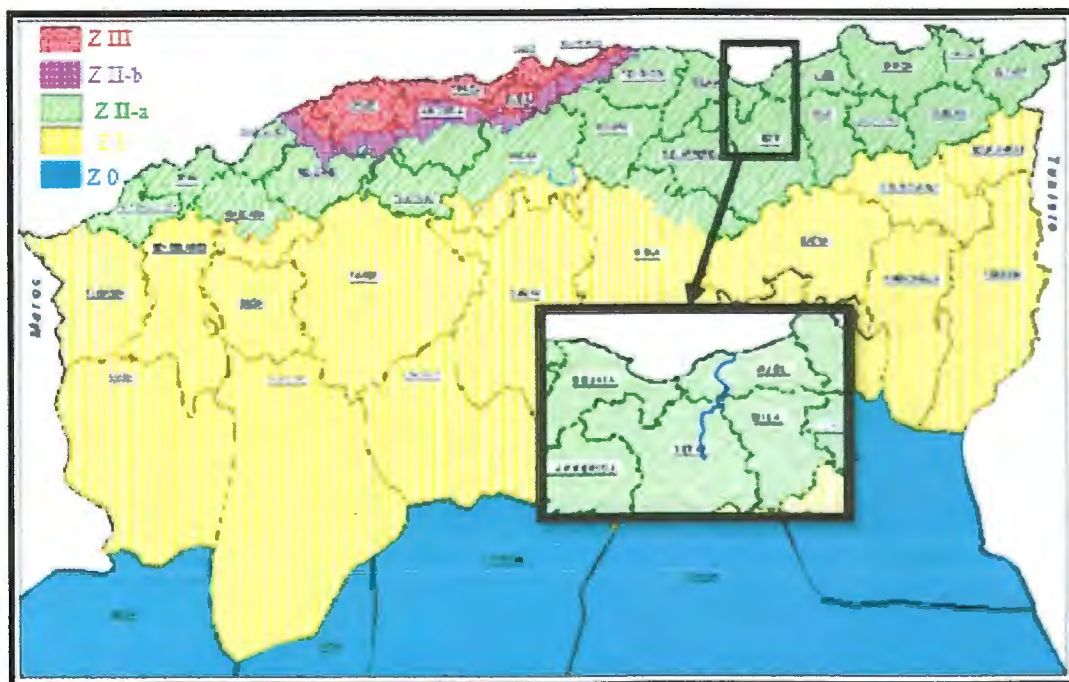


Figure I.2. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2006.

# *Chapitre II*

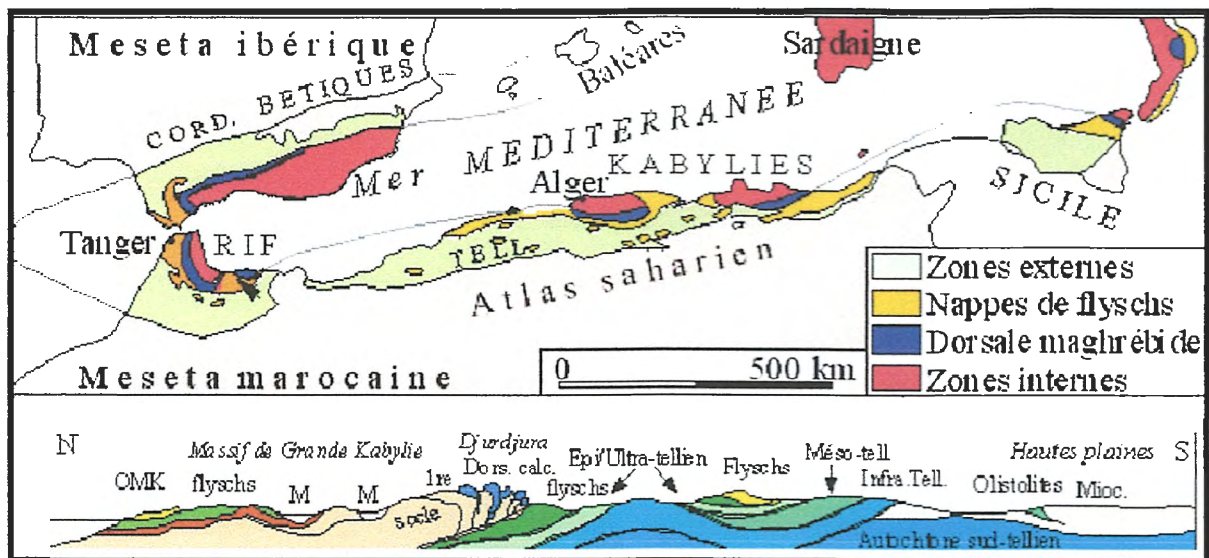
## *Contexte géologique*



I. Introduction

Le territoire de la wilaya de Jijel fait partie de la petite Kabylie occidentale. Cette dernière appartient à la branche Sud de la chaîne Alpine appelé "les Maghrébides". Qui s'étend sur environ 2000 Km. La branche sud de la chaîne Alpine est subdivisée en deux grands domaines :

- Le domaine interne : situé au Nord, il comporte les formations cristallophylliennes du socle Kabyle et sa couverture sédimentaire. Cet ensemble est largement charrié vers le sud.
- Le domaine externe : situé plus au Sud, il comporte les formations des flyschs et les formations telliennes. Ces formations telliennes reposent partialement sur l'autochtone Saharien.



## II. Cadre géologique régional

### II.1. Domaine interne

Il comporte le socle kabyle et sa couverture sédimentaire

#### II.1.1. Le socle kabyle

Les formations cristallophylliennes du Socle Kabyle bordant le bassin Néogène de Jijel sont représentées par deux grands ensembles (*Vila, 1980*) :

a- Un ensemble supérieur apparaît dans la partie occidentale de la petite Kabylie, et constitué essentiellement de schistes, micaschistes, et de phyllades. Il comporte de bas en haut : schistes noirâtres, psammites rouges et vertes à graptolites, grès calcaireux à tentacules et des calcaires à orthocères (*Durand Delga, 1955*)

b- Un ensemble inférieur représenté par des gneiss ocellés ou des gneiss fins à l'intercalation des marbres et d'amphibolites.

En petite Kabylie, les formations cristallophylliennes du socle kabyle sont largement charriées vers le sud (*Durand Delga, 1955 ; Buillin, 1977*).

#### II.1.2. La couverture sédimentaire

##### II.1.2.1. La dorsale kabyle ou chaîne calcaire

C'est une chaîne calcaireuse, recouverte le socle kabyle et représente la zone de transition entre le socle kabyle au Nord et les zones telliennes-externes-au Sud. Elle est d'âge Jurassique à Eocène

A l'est de la petite Kabylie, la dorsale kabyle est marquée par les reliefs de Sidi Marouf, Sidi Dris, et d'el Kentour.

Les séries qu'elle présente, permettent de la subdivisée en *Raoult (1974)* :

- Dorsale interne : représentée par une série de Permo-Trias au Néocomien qui est surmonté directement par des calcaires biogènes à caractères littoraux de l'Eocène moyen à inférieur.

- Dorsale médiane : caractérisée surtout, par la constance de dépôts marno-calcaires à microfaunes pélagiques du Turonien à Lutétien inférieur, et une lacune stratigraphique du Crétacé moyen.

- Dorsale externe : caractérisée par une série détritico-lacuneuse (érosion intense en Cénomaniens) de l'Eocène inférieur, et un Crétacé supérieur (en discordance) des flysch kabyles (flysch mauritanien).

### II.1.2.2.L'Oligo-Miocène kabyle (O.M.K)

Formant la couverture sédimentaire transgressive et discordance au Socle kabyle. L'O.M.K occupe une grande partie de la région de Jijel.

Les formations de l'O.M.K débutant à l'Oligocène supérieur comportent. (*Durand Delga, 1955*): des conglomérats, des grès lithiques et des silixites. Les formations de l'O.M.K affleurent largement au niveau d'Elghariana.

### II.1.2.3.Les Olistostromes

Les Olistostrome sont des formations tecto-sédimentaires à débris de flyschs Maurétanien et Massylien reposant sur les formations de l'Oligo-Miocène kabyle.

L'âge de ces formations est supposé Aquitanien à Burdigalien inférieur probable. (*Vila, 1980*). Ces formations occupent la région d'Elghariana.

## II.2.Domaine externe

### II.2.1.Le Domaine des flyschs

Il est classiquement distingué au Nord de l'Algérie trois principaux types de flysch.

- **Le flysch Maurétanien**

Dans la région de Jijel le flysch maurétanien est représenté par l'unité de Guerrouch (*Durand Delga et Lambert, 1955*), formée essentiellement par une alternance des marnes et des calcaires à la base et au sommet par une puissante assise de bancs gréseuses. Ces formations affleurent entre El-Aouana et Texanna.

- **Le flysch Massylien**

Il est représenté par:

- Des schistes et des grès quartzitiques surmontés par des microbrèches à éléments calcaires et à ciment pélitique et des marnes allant du Néocomien à l'Albien supérieur.



- Des phanites noirs du Cénomane supérieur. (*Lahonder, 1979*).

- **Le flysch Numidien**

Il comprend de bas en haut :

- Des argiles colorées dites sous Numidiennes de tente verte, rouge, ou violacée.

- Des grès à grains hétérométriques, à dragée de quartz.

- Le sommet se termine par des silexites dont la partie supérieure atteint le Burdigalien basal. (*Raoult, 1974 ; Raoult, 1969*).

### II.2.2. Les formations telliennes

D'après **Vila (1980)** les formations telliennes comportent trois séries du nord au sud :

- Les séries ultras telliennes.
- Les séries telliennes sensu stricto.
- Les séries pénitelliennes et leur couverture Eocène à Nummulites.

### II.3. Les roches magmatiques

Les roches magmatiques de la petite Kabylie sont principalement représentées par :

- Des roches basiques et ultrabasiques (péridotites, gabbros, diorites, microdiorites et dolorites) de Texenna et du Cap Bougaroun.
- Des roches volcaniques (rhyolites, trachytes, andésites, dacites, rhyodacites, pyroclastites) dans la région de Cavallo, Cap de fer, et Collo.
- Des roches granitiques (granites, microgranites, et grano-diorites) dans la région d'El-Milia, et Collo. Ces roches granitiques résultant d'un épisode magmatique Miocène sont une particularité de la partie orientale de la petite Kabylie (*Roubaut, 1934 ; Robin, 1970 ; Semroud, 1971 ; Fougnot, 1990 ; Ouabadi, 1994*).

### II.4. Les Formations post-nappes

Les formations post-nappes apparaissant dans la région de Jijel, elles affleurent principalement dans les environs de Kaous d'après *Djellit (1987)*, elles sont représentées par :

- Des marnes bleues à passer calcaireuse discontinues, souvent en nodules (miches), de couleur jaune ocre.

- Des formations conglomératiques du Pliocène.

Concernant l'âge de ces formations elles sont datées par *Durand Delga (1955)* du Burdigalien et par *Dejllit (1987)* du Tortonien moyen-Messinien.

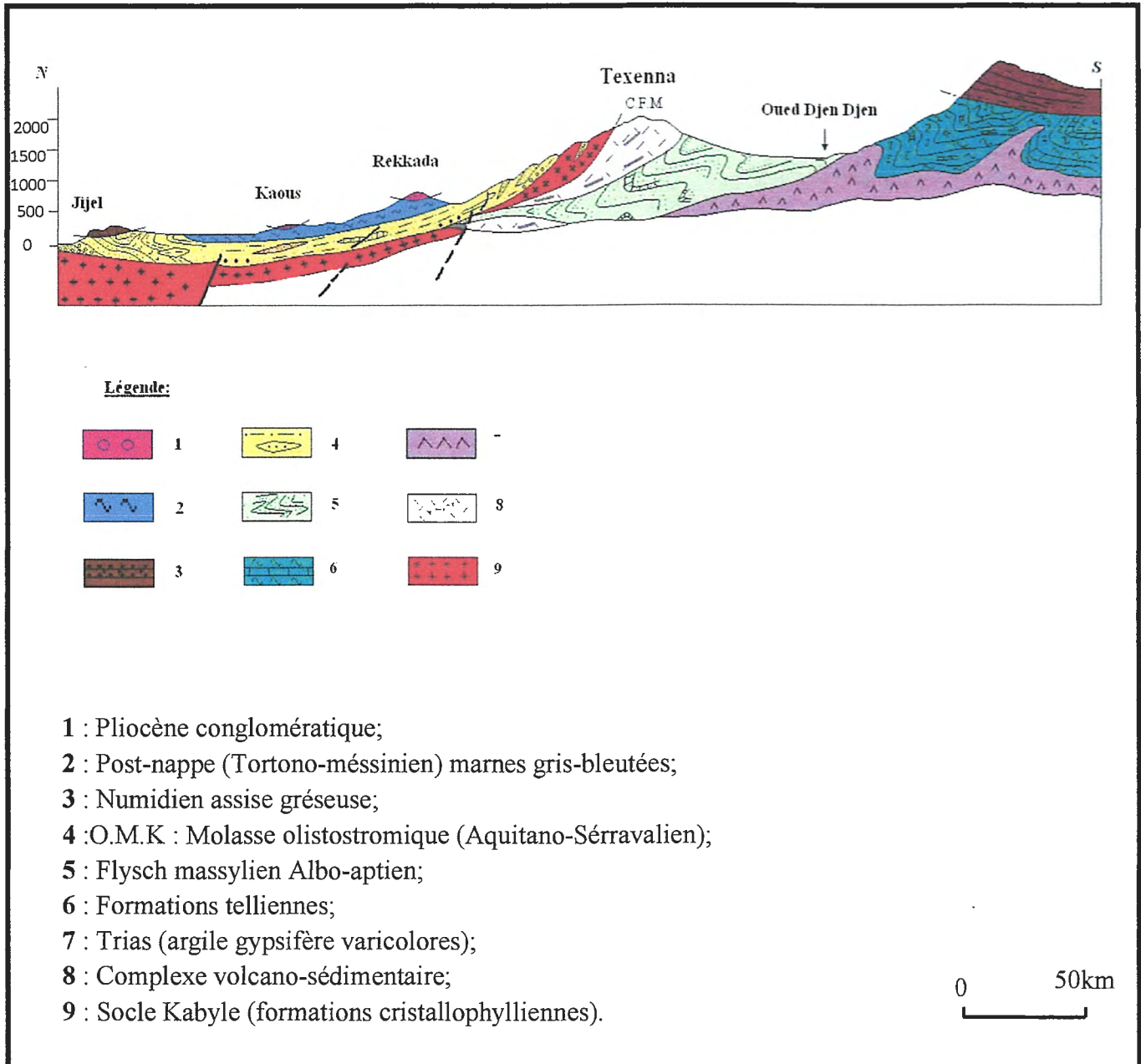


Figure II.2. Coupe géologique N-S synthétique de la région Jijel-Djimla (*Rouikha, 2008*).

### III. Géologie du site

Le projet viaduc 1054 ml d'Oued R'ha est implanté totalement dans les terrains à faciès Tellien (figure II.3)

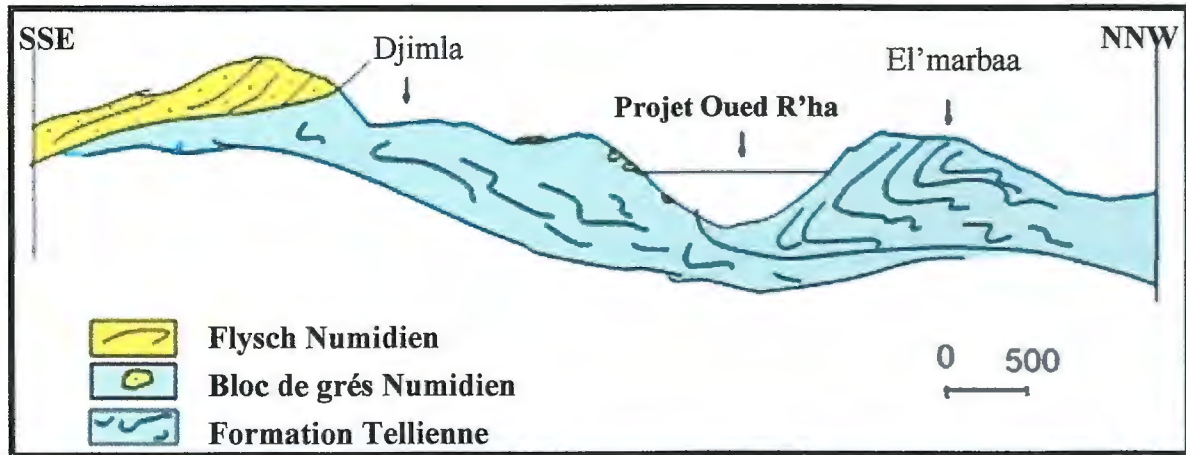


Figure II.3. Coupe géologique (NNW-SSE) de la zone d'étude (réalisée par .Rouikha).

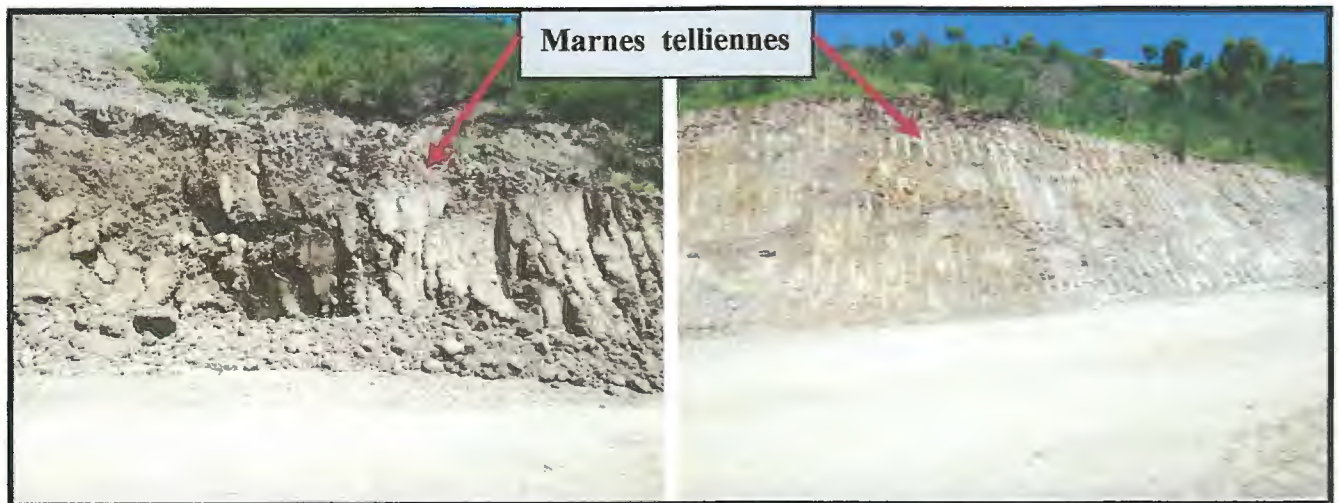


Figure II.4. Photos illustrant les marnes telliennes au niveau de Oued R'ha.

La culée Nord repose sur des marnes grises et vertes à passées de bancs calcaires décimétriques à centimétriques et de calcaire gréseux très tectonisé.

La culée Sud repose sur des marno-calcaires verdâtres et des marnes jaunâtres microplissées verticalisées par endroit et recouverte par des blocs de grés numidien emballés dans une matrice argileuse avec d'autres éboulis de pente.



Figure II.5. Photo illustrant les formations calcaire.



Figure II.6. Photos illustrant les éboulis de pente et grés numidien.



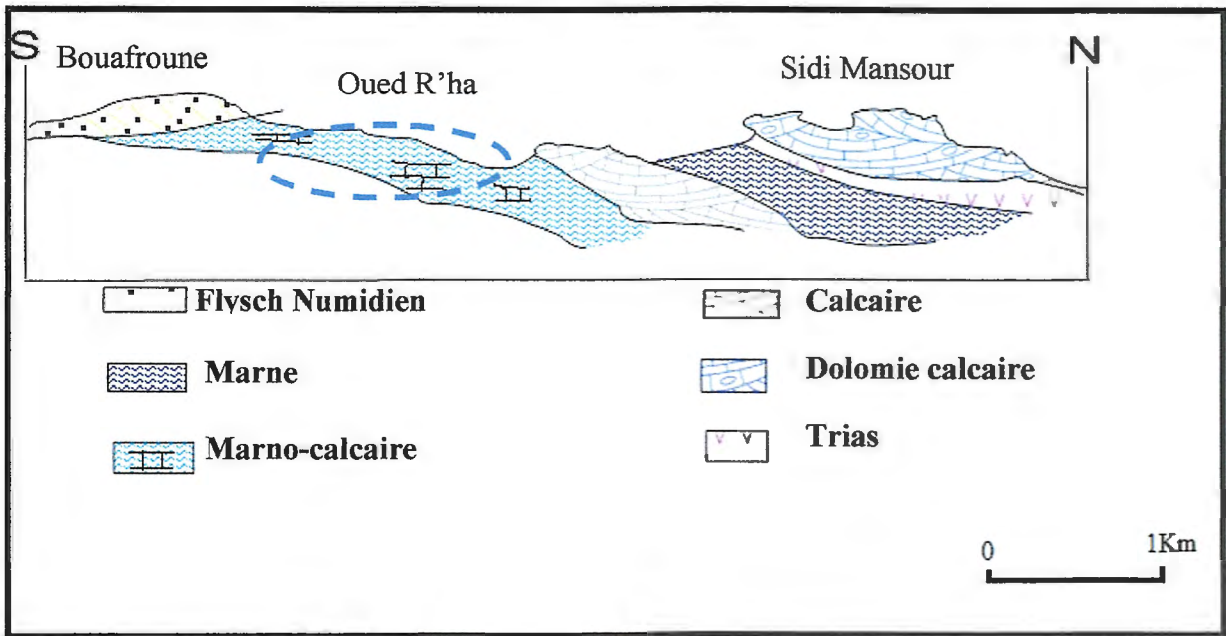


Figure II.7. Coupe géologique (N-S) de la zone d'étude.

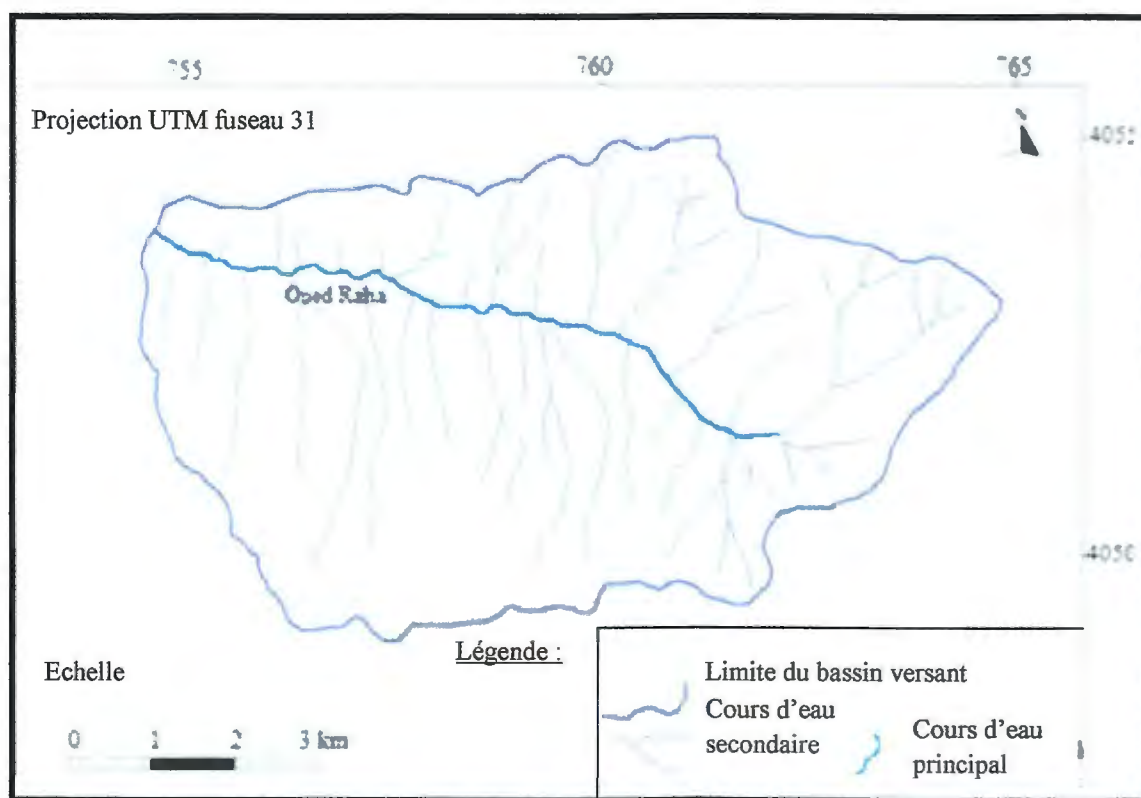
# *Chapitre III*

## *Hydroclimatologie*



## I. Introduction

Un bassin versant ou bassin hydrographique est une portion du territoire délimitée par des lignes de crête ou les eaux sont drainées par des cours d'eau (principales et affluent) vers un exutoire commun. Comprendre les principales caractéristiques hydroclimatiques d'une région est indispensable, essentiellement les précipitations et la température qui nous conduisent à calculer certains éléments nécessaires tels que l'évapotranspiration, le ruissellement et l'infiltration, pour arriver finalement à établir un bilan hydrologique et sa relation avec le système hydrologique de la région.



**Figure III.1.** Délimitation du bassin versant de Oued R'ha

(Extrait de la carte topographique de Texenna au 1/25.000).

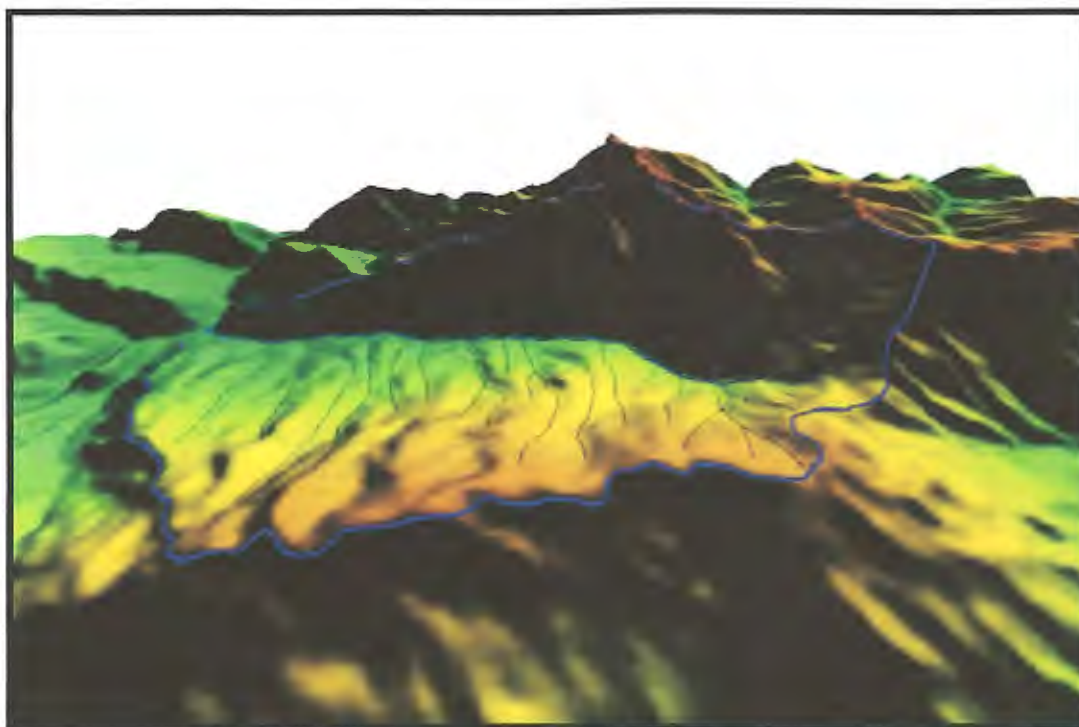


Figure III.2. Vue en 3D du Bassin versant d'Oued R'ha.

## II. Paramètres géométriques du bassin versant

### a. La superficie

L'utilisation du logiciels MapInfo et Global Mapper 6 (Figure III.1) nous a permis d'estimer la surface du bassin étudié. En effet, le logiciel G.M.6 nous a donné une surface ( $A$ ) de 43 km<sup>2</sup>.

### b. Le périmètre

Les mêmes logiciels permettent aussi d'avoir la valeur du périmètre ( $P$ ) du bassin étudié. Le périmètre du bassin étudié est de 29.19 Km (Figure III.2).

### c. L'indice de compacité de Gravius (indice de forme) ( $K_c$ )

L'indice de compacité de Gravius est donné par la formule suivante:

$$K_c = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Où:  $K_c$  : indice de compacité de Gravius

$A$ : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$P$  : périmètre du bassin versant (km)



$K_c = 1.25$

$K_c = 1.25 > 1$  : bassin en forme allongé.

#### d. Le rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est la forme géométrique de longueur « L » et largeur « I » qui a la même surface que le bassin versant. Ce paramètre permet la comparaison facile entre deux bassins versants.

La longueur du rectangle est en fonction de la compacité comme la montre la formule suivante :

$$L = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{\left( 1 - \frac{1.21}{K_c} \right)^2} \right)$$

$$L = 10.57 \text{ Km}$$

Avec : A : superficie du bassin versant

$K_c$ : indice de compacité de Gravius

La largeur du rectangle « I » est déterminée en fonction de la superficie du bassin versant « A » et la longueur du rectangle « L » :

$$A = L \cdot I$$

$$I = 4.07 \text{ Km}$$

### III. Hydroclimatologie

#### III.1. Climat

La zone concernée par notre étude est caractérisée par un climat maritime du fait de sa position sur le littoral, avec des hivers humides et pluvieux et des étés chauds.

Pour les informations sur le climat de la zone étudiée, nous nous basons sur des données météorologiques recueillies au niveau de la station de barrage El-Agrem (ANRH de Jijel).

##### III.1.1 Précipitations

A l'échelle régionale, la carte pluviométrique de l'Algérie, montre une décroissance de la pluviométrie Nord vers Sud et d'Est en Ouest. Ainsi, la région de Jijel située dans la partie Nord Est de l'Algérie, est l'une des plus arrosées d'Algérie.

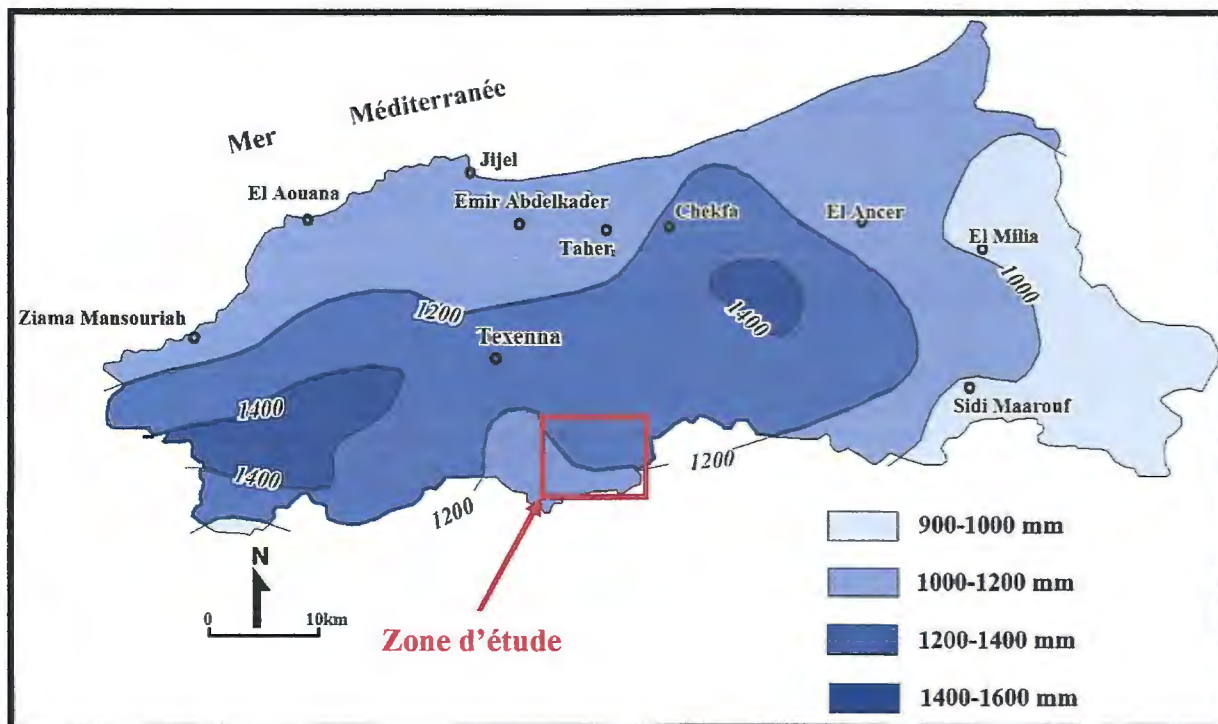


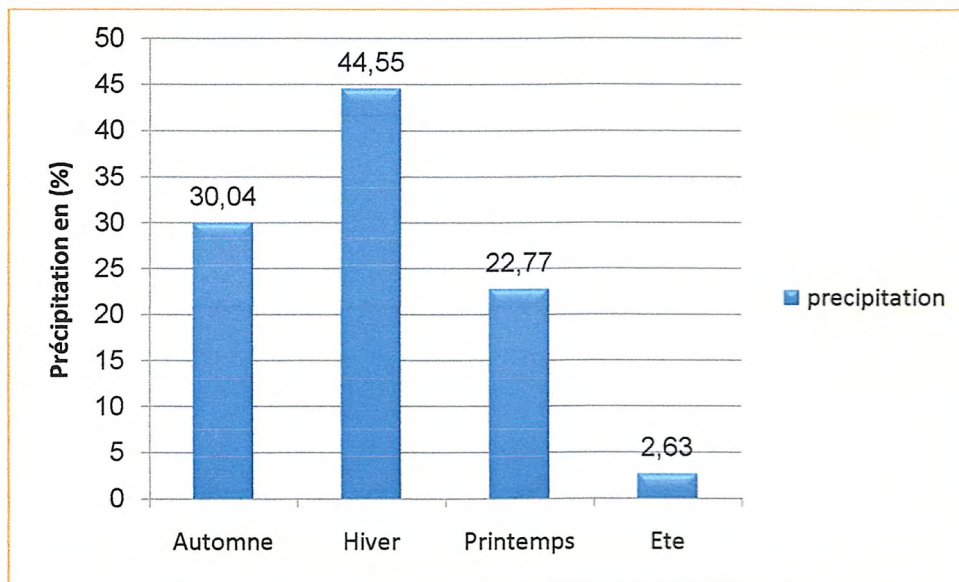
Figure III.3. Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).

L'étude des précipitations moyennes mensuelle, annuelle et saisonnières a été effectuée à partir des données des périodes récentes qui s'étendent de 2003 à 2013 pour la station d'El-Agrem (ANRH).

Tableau III.1. Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières durant la période 2003-2013 Station d'El-Agrem.

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Total
Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Ju	Juil	Aou	1158.81
P à El-Agrem	85.7	113.4	149	193.4	159.1	163.7	115	99.8	49.1	17.4	1.03	12.05	
	348.15			516.26			263.94			30.48			
	30.04 %			44.55 %			22.77 %			2.63 %			

Le tableau III.1 montre que l'hiver est la saison la plus humide avec une valeur de 44.55% de précipitations saisonnières. Par contre l'été est la saison la plus sèche avec une valeur de l'ordre de 2.63%.



**Figure III.4.** Histogramme des précipitations moyennes saisonnières durant la période 2003-2013 Station d'El-Agrem.

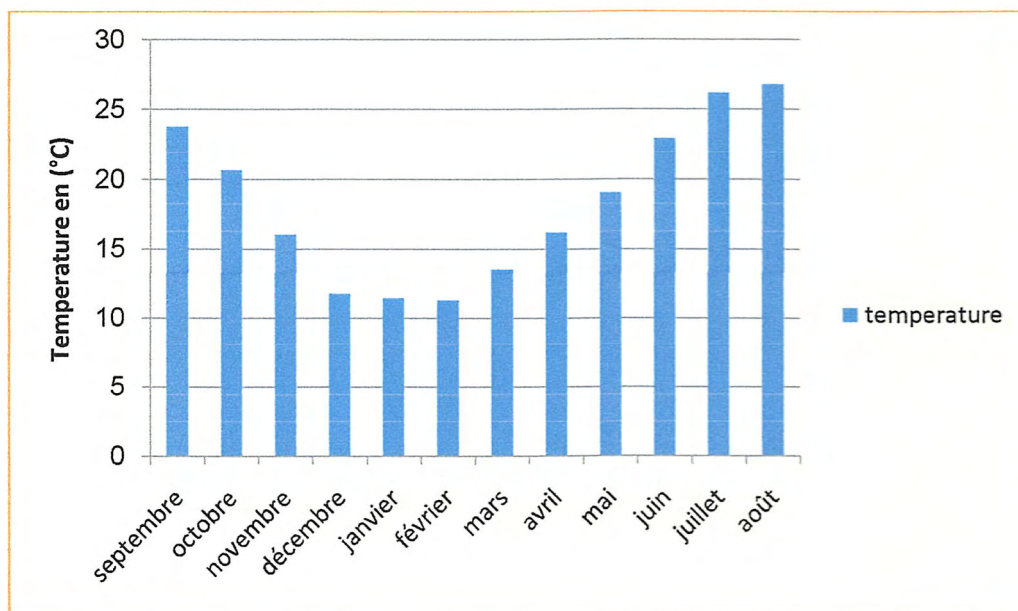
### III.1.2. Température de l'air

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 suivant résume les données concernant ce paramètre, mesurées à la station d'Al-Agrem.

**Tableau III.2.** Températures moyennes mensuelles durant la période 2003-2013 Station d'El-Agrem.

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Total
Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	18.17
T à El-Agrem	23.78	20.67	16.04	11.78	11.48	11.33	13.57	16.2	19.08	22.9	26.2	26.8	
	20.16			11.53			16.28			25.30			

Le tableau III.2 indique que la saison la plus froide est l'hiver avec une température moyenne saisonnière de 11.53°C, par contre l'été représente la saison la plus chaude avec une température moyenne saisonnière de l'ordre de 25.30°C.



**Figure III.5.** Distribution de la Température moyenne mensuelle durant la période 2003-2013 Station d'El-Agrem.

## III.2. Relation température - précipitation

- **Diagramme ombrothermique**

Le diagramme ombrothermique résulte de la combinaison des deux paramètres climatiques principaux (précipitation et température). Cette relation permet d'établir un graphique ombrothermique sur lequel les températures sont portées à l'échelle double des précipitations.

Le diagramme ombrothermique permet de déterminer les mois les plus secs correspondants selon la définition de Gaussen et Bagoules au mois où les précipitations moyennes sont inférieures ou égales au double de la température moyenne ( $P \leq 2T$ ).

Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessus de celle des températures, la période correspondante est excédentaire. Par contre, si la courbe des températures passe au-dessus de celle des précipitations, la période sera déficitaire.

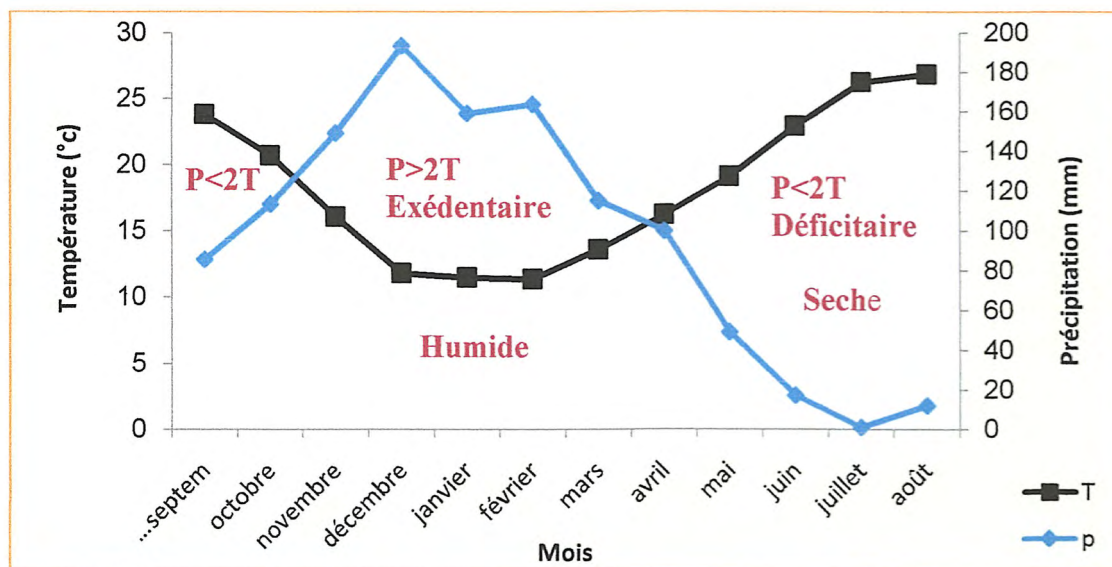


Figure III.6. Diagramme ombrothermique durant la période 2003-2013

Station d'El-Agrem.

Le diagramme ombrothermique permet de donner une idée générale sur la période sèche et la période humide. Comme le montre la figure III.8; la période sèche s'étend mi- Avril jusqu'à la fin d'Octobre tandis que la période humide s'étend de la fin d'Octobre jusqu'à la mi-Avril.

### III.3. Indice d'aridité

Cet indice essentiellement des précipitations moyennes mensuelles en (mm) et la température annuelle en (°C), il exprimé par l'indice d'I, d'où la formule.

$$I = \frac{P}{T_{moy} + 10}$$

Avec :

I : indice d'aridité en (mm);

P : précipitations moyennes annuelles (mm) ;

T<sub>moy</sub> : Température moyenne annuelle (C°).

Application :

$$I = \frac{1158.81}{18.17 + 10} = 41.36mm$$

L'indice est d'autant plus bas que le climat est plus aride ; Lorsque :

$I < 5$  : climats hyper aride

$5 < I < 7.5$  : climats désertique

$7.5 < I < 10$  : climat aride

$10 < I < 20$  : climat semi-aride

$20 < I < 30$  : climat tempéré

$I > 30$  : climat très tempéré

D'après le résultat obtenu ( $I = 40.36$  mm), on peut conclure que la région d'étude est caractérisée par un climat très tempéré.

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale importante, cette dernière est favorisée par l'importance des précipitations.

Par transpiration de la végétation, l'eau s'évapore vers l'atmosphère, cette quantité d'eau évaporée donne naissance à un climat très tempéré. Ce qui justifie une valeur élevée de l'indice d'aridité.

### III.4. Le bilan hydrologique

#### a. Approche du bilan hydrique

L'établissement du bilan hydrique d'une région consiste à évaluer la répartition des précipitations reçues sur une surface, entre les différentes composantes suivantes :

- Evapotranspiration réelle (**ETR**), Ruissellement (**R**) et l'infiltration dans le sous-sol.

L'équation du bilan hydrique s'exprime par la relation :

$$P = ETR + R + I + Wa$$

Avec:

**P** : précipitation moyenne annuelle en mm, **R** : ruissellement en mm,

**I** : infiltration moyenne en mm, **Wa** : variation des réserves (souvent négligeable).

#### b. Calcul de l'évapotranspiration potentielle (**ETP**)

L'évapotranspiration potentielle (**ETP**) correspond à l'évapotranspiration d'une surface qui serait suffisamment approvisionnée en eau pour évaporer la quantité d'eau maximale permise par les conditions climatiques.

La formule utilisée pour le calcul d'**ETP** est la formule de Thornthwaite

Selon cette méthode, l'estimation de l'**ETP** s'effectue à l'aide d'une formule empirique permettant de calculer le pouvoir évaporant (en mm) pour chaque mois.



$$ETP = 16 \left( 10 \frac{T}{I} \right)^a$$

Avec :

ETP : évapotranspiration potentielle annuelle en mm,

T : température moyenne mensuelle en °C,

I : somme des indices thermiques mensuels  $i : I = 88.69, i = (T/5)^{1.514}$

K : facteur de correction mensuel, fonction de la durée de la journée,

a : exposant climatique :  $a = 0.016 I + 0.5 \Rightarrow a = 1.919$ .

$$ETP_{corrigée} = ETP \cdot K$$

Pour la station d'El-Agrem, les résultats obtenus par cette méthode sont portés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.3.** Calcul de l'évapotranspiration potentielle(ETP) selon Thornthwaite durant la période 2003-2013 Station d'El-Agrem.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	An
P(m)	85.7	113.4	149	193.4	159.1	163.7	115	99.8	49.1	17.4	1.03	12.05	1158.81
T(°C)	23.8	20.7	16.0	11.8	11.5	11.3	13.6	16.2	19.0	22.9	26.2	26.8	18.17
I	10.62	8.59	5.82	3.67	5.53	3.44	4.55	5.93	7.55	10.01	12.28	12.7	88.69
ETP	106.3	81.4	49.6	27.7	26.3	25.4	36.3	50.8	69.0	98.8	127.9	133.6	833.1
K	1.03	0.97	0.86	0.84	0.87	0.85	1.03	1.10	1.21	1.22	1.24	1.16	/
ETP <sub>corr</sub>	109.5	78.9	42.6	23.2	22.9	21.6	37.4	55.9	83.5	120.5	158.6	154.9	909.5

L'évapotranspiration potentielle calculée est de **909.5 mm**.

**C. Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)**

L'évapotranspiration réelle désigne la quantité d'eau réellement perdue sous forme de vapeur d'eau par le couvert végétal. L'ETR traduit l'ensemble des interactions: sol, plante, climat.

Pour calculer l'ETR on utilise la méthode de **Thornthwaite** :

- Si les précipitations du mois (P) sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle :  
L'évapotranspiration réelle est égale à l'évapotranspiration potentielle.
- Si les précipitations du mois (P) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle on a deux cas :
  - a) Si  $P + RFU > ETP \Rightarrow ETR = ETP$
  - b) Si  $P + RFU < ETP \Rightarrow ETR = P + RFU$

• **Calcul du déficit agricole (DA)**

Le déficit d'eau (water deficiency) que l'on appelle parfois le déficit agricole égale à la différence entre l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle.

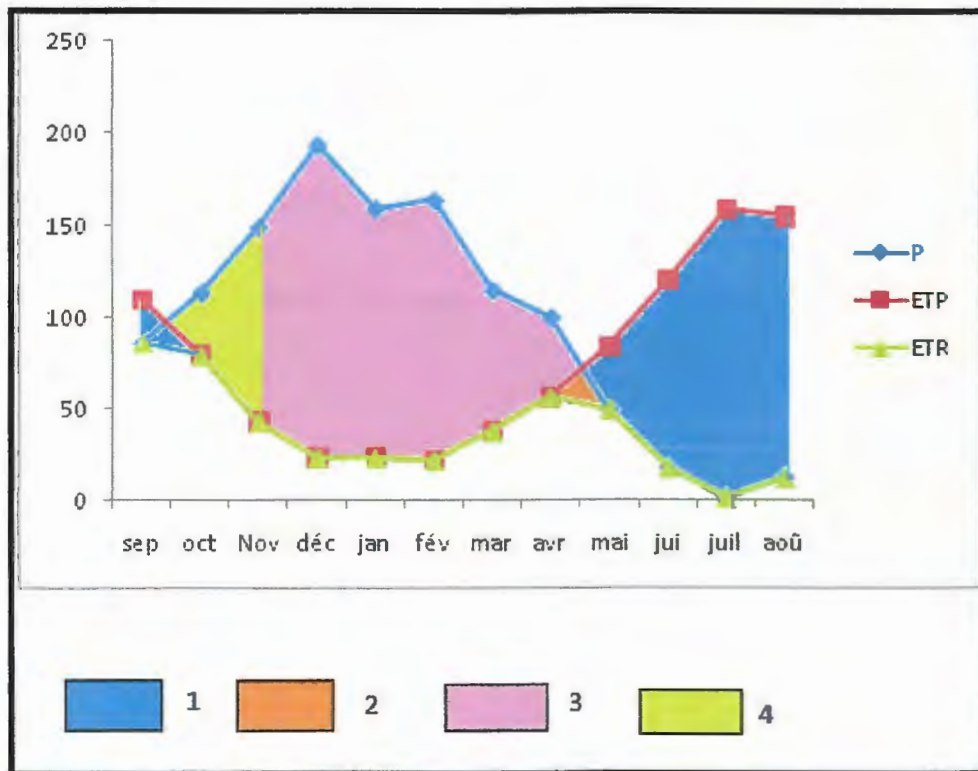
$$DA = ETP - ETR$$

Il représente la quantité d'eau supplémentaire qui aurait pu être utilisée par les plantes (et les sols) si les disponibilités en eau avaient pu être artificiellement complétées par un système d'irrigation.

**Tableau III.4.** Bilan hydrologique de Thornthwaite

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	An
<b>P</b>	85.7	113.4	149	193.4	159.1	163.7	115	99.8	49.1	17.4	1.03	12.05	1158.8
<b>ETP</b>	109.5	78.9	42.6	23.2	22.9	21.6	37.4	55.9	83.5	120.5	158.6	154.9	909.5
<b>P-ETP</b>	-23.8	34.5	106.4	170.2	136.2	142.1	77.6	43.9	-34.3	-103.1	-157.5	-142.8	/
<b>ETR</b>	85.7	78.9	42.6	23.2	22.9	21.6	37.4	55.9	49.14	17.38	1.03	12.05	447.8
<b>RFU</b>	0	34.5	100	100	100	100	100	100	65.7	0	0	0	700.2
<b>DA</b>	23.8	0	0	0	0	0	0	0	0	37.42	157.5	142.8	361.52
<b>WS</b>	0	0	40.9	170.2	136.2	142.1	77.6	43.9	0	0	0	0	610.9





**Légende:** 1-déficit en eau. 2-épuisement du stock. 3-excédent d'eau.4-recharge en eau.

**Figure III.7.** Graphe du Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite durant la période 2003-2013 Station d'El-Agrem.

D'après le tableau III.4 :

- Les précipitations sont supérieures à l'ETP du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril, période au cours de laquelle a lieu la reconstitution des réserves en eau de sol ;
- Un excédent est enregistré du mois de novembre au mois d'avril et l'ETR calculée, est de 447.8mm, soit 38.64 % des précipitations
- Le déficit agricole est de 361.5mm. Il débute au mois de Mai et se poursuit jusqu'à mois de septembre, alors que la période humide débute au mois d'octobre et se poursuit jusqu'à mois de Mai

**d. Estimation du ruissellement et de l'infiltration**

Le bilan hydrique selon Thornthwaite est le suivant :

$$P = ETR + R + I + Wa$$

- **Le ruissellement** : peut être estimé à partir de la formule de Tixeront-Berkaloff

$$R = \frac{p^3}{3(ETP)^2} \Rightarrow R = \frac{(1158.81)^3}{3(909.5)^2}$$

Avec :

**R** : ruissellement en mm, **P** : précipitation en mm, **ETP** : évaporation potentielle en mm.

$\Rightarrow R = 627.06\text{mm}$ , soit 54.11% des précipitations.

- **L'infiltration**: Représente la quantité d'eau absorbée par le sol et le sous-sol, pour constituer l'eau de rétention, des eaux souterraines et des écoulements souterrains, et reconstitution des réserves souterraines.

A partir de la formule du bilan hydrologique :  $P = ETR + R + I$

Alors:  $I = P - (ETR+R)$

$$I = 1158.81 - (447.8 + 627.06)$$

$\Rightarrow I = 83.95 \text{ mm}$ , soit 7.24 % des précipitations.

**III.5. Conclusion**

L'étude hydrologique montre que :

La région d'étude est caractérisée par un climat humide avec une température moyenne de **18°C**, les précipitations annuelles sont de l'ordre de **1158.81 mm** ; **54 %** de ces précipitations sont des ruissellements, et plus de **7%** des eaux de pluie constituent les infiltrations.

# *Chapitre IV*

## *Etude géotechnique*



## I. Introduction

La géotechnique est le domaine d'étude des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols ; des roches et de leurs applications en construction civil. Bien que reposant sur une base théorique commune à d'autres champs d'application du génie comme la résistance des matériaux, la géotechnique est aussi une science empirique qui se fonde en partie sur les données recueillies lors d'essais en laboratoire et sur le terrain. En pratique, la géotechnique est étroitement associée à la géologie, science qui décrit les matériaux de l'écorce terrestre et en étudie les mécanismes des transformations internes et externes.

## II. Description du projet

Le projet étudié est un viaduc au PK 6+690 de 10.08 m de large sur 1054 m de long. Il comporte 09 travées de 100 m de portée et 02 travées de 77 m de portée en caissons précontraintes la hauteur du voussoir sur pile est de 6m et 3m pour l'autre sur culée, et deux culées remblayées.

Les fondations sont des pieux de 1.2 m de diamètre fichés à 25 à 42 m de profondeur

## III. Les moyens de reconnaissance géotechnique

La reconnaissance d'un sol consiste à définir d'une part, sur une certaine profondeur, la nature géologique des différentes couches qui le composent, déceler la présence d'une nappe éventuelle, et déterminer d'autre part, les différents paramètres qui permettent de prévoir son comportement sous les charges qui lui seront apportées par l'ouvrage.

### III.1. Les moyens de reconnaissance in-situ

- Plusieurs types d'essai et mesures in-situ peuvent être réalisés à différents stades de l'étude. Ils permettent d'obtenir à un cout raisonnable des renseignements sur le comportement mécanique des sols en parallèle avec leur reconnaissance.
- Dans le site étudié, la campagne de reconnaissance in situ consiste à la réalisation de plusieurs sondages carottés et des essais pressiométrique.

### A. Les sondages carottés

Neuf (09) sondages carottés ont été réalisés par LTPE (en 2013). Les profondeurs d'investigation de ces sondages varient de (0 à 30m), leur répartition spatiale a été faite de manière à couvrir toute la superficie de la zone étudiée, en vue de mettre en évidence, la nature géologique de différentes couches traversées par ces sondages et de déterminer leurs épaisseurs. Les résultats de ces sondages carottés sont représentés sur les tableaux ci-dessous :

**Tableau IV.1.** Présentation des résultats des sondages carottés.

#### **SONDAGE N° 01 :** (SC N°1 PILLE N°04 PK 7+080)

<b>Profondeur</b>	<b>Nature des terrains</b>
00.00-12.00m	Cailloux, graviers et sable avec une matrice limoneuse
12.00-14.00m	Galets de différents diamètres
14.00-16.00m	Marne consolidée schisteuse
16.00-21.00m	Marne schisteuse altérée remaniée

#### **SONDAGE N° 02 :** (SC N°2 PILLE N°05 PK 7+180)

<b>Profondeur</b>	<b>Nature des terrains</b>
00.00-06.00m	Cailloux, graviers et sable avec une matrice limoneuse
06.00-20.00m	Marne consolidée schisteuse grisâtre

#### **SONDAGE N° 03 :** (SC N°3 PILLE N°02 PK 6+880)

<b>Profondeur</b>	<b>Nature des terrains</b>
00.00-15.00m	Marne argileuse friable de couleur brunâtre à jaunâtre
15.00-30.00m	Marne schisteuse grisâtre consolidée

**SONDAGE N° 04 :** (SC N°4 PILLE N°03 PK 6+980)

Profondeur	Nature des terrains
00.00-13.00m	Marne argileuse peu plastique brunâtre à jaunâtre contenant des Sables et Gravieres
13.00-20.00m	Marne schisteuse grisâtre consolidé

**SONDAGE N° 05 :** (SC N°5 PILLE N°06 PK 7+280)

Profondeur	Nature des terrains
00.00-04.50m	Argile graveleuse caillouteuse avec un passage gréseux
04.50-06.00m	Marne argileuse beige grisâtre
06.00-06.50m	Marne consolidé schisteuse
06.50-10.00m	Marne grisâtre altéré riche en calcite (marmo-calcaire)

**SONDAGE N° 06 :** (SC N°6 PILLE N°07 PK 7+380)

Profondeur	Nature des terrains
00.00-01.00m	Argile graveleuse caillouteuse rougeâtre
01.00-04.50m	Marne argileuse beige grisâtre blanchâtre par endroit
04.50-06.00m	Marne argileuse brune grisâtre
06.00-10.00m	Marne argileuse grise brunâtre
10.00-25.00m	Marne schisteuse grise noirâtre consolidé fracturé

**SONDAGE N° 07 :** (SC N°7 PILLE N°09 PK 7+580)

Profondeur	Nature des terrains
00.00-07.40m	Argile marneux schisteux de couleur brunâtre (présence de blocs)
07.40-10.00m	Marne argileuse schisteuse brune grisâtre
10.00-11.50m	Marno-calcaire altéré.
11.50 -20.00m	Marno-calcaire altéré noirâtre

**SONDAGE N° 08 :** (SC N°8 PILLE N°08 PK 7+480)

Profondeur	Nature des terrains
00.00-04.90m	Colluvions (argile marneux contenant des blocs des grés)
04.90-13.00m	Marne argileuse beige à brune grisâtre et grisâtre
13.00-14.00m	Marne schisteuse grise
14.00 -20.00m	Marno-calcaire schisteuse par endroit

**SONDAGE N° 09 :** (SC N°9 CULEE N°02 PK 7+630)

Profondeur	Nature des terrains
00.00-01.50m	Colluvions (argile caillouteuse contenant des blocs de nature gréseuse).
01.50-03.00m	argile marron à rougeâtre
03.00-10.75m	Marne argileuse beige grisâtre et brunâtre
10.70 -15.00m	Marne grisâtre consolidée schisteuse par partie



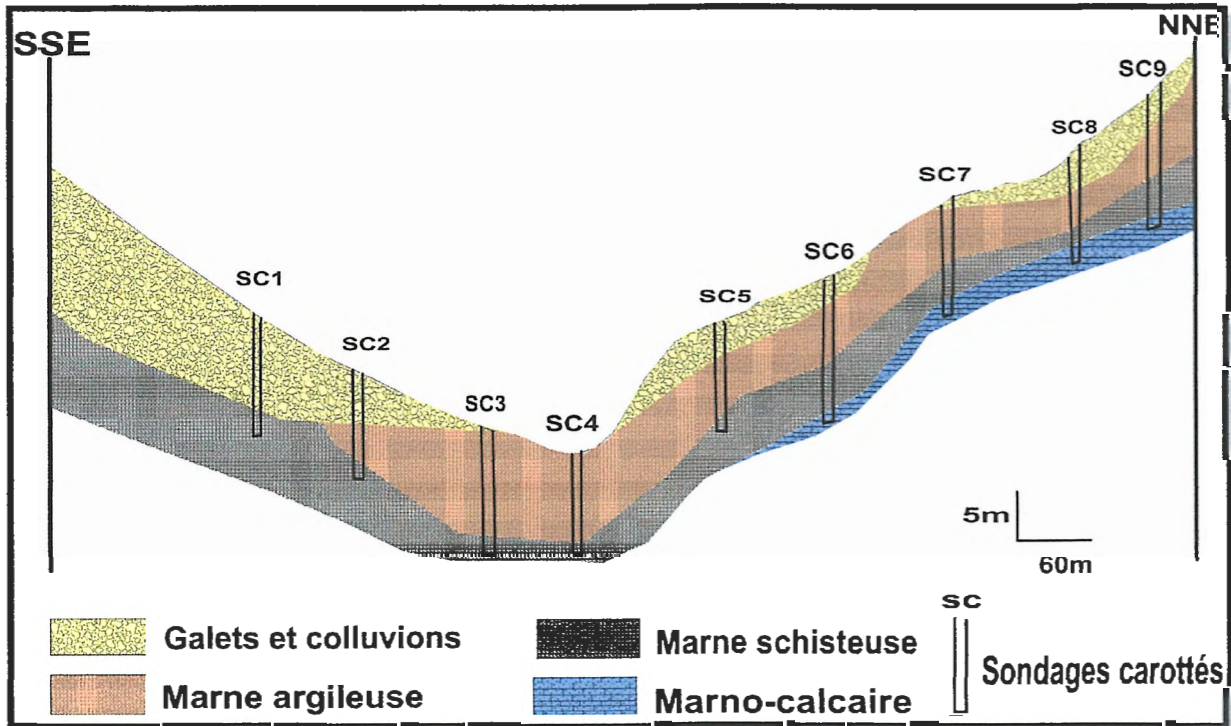


Figure IV.1. Coupe géotechnique de la zone d'étude à partir de corrélation des sondages du LTPE.

### B. Essai pressiométrique

Deux (02) essais pressiométrique en été réalisées aux niveaux des sondages ou il n'avait pas des récupérations des carottes intacte.

- Sondage pressiométrique n°03 pile n°02 au pk 6+880 de 06 à 30 ml.
- Sondage pressiométrique n°05 pile n°06 au pk 7+280 de 12 à 30 ml.

### III.2. Les moyens d'étude au laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol. Ils sont réalisés sur des échantillons prélevés à partir des carottes.

#### III.2.1. Essais d'identification

##### a. Granulométrie et sédimentométrie

Des analyses granulométriques ont été réalisées sur des échantillons prélevés des sondages de profondeur variables.

Les pourcentages des passants à différents diamètres granulométriques sont reportés dans les tableaux suivants :



Tableau IV.2. Présentation des résultats des analyses granulométrique.

Nombre de sondage		SC N 04			Etat du sol
Profondeur en m		2.5-2.8	7.3-7.7	12.5-13	Sol a matrice fine
Granulométrie et %des tamisas	2mm	88	74	94	
	0.08mm	72	52	83	
	0.6mm	67	47	66	
	0.002mm	16	19	15	

Sondage		SC N 05	SC N06	SC N 07	SC N 08	Etat du sol
Profondeur		10-10.3	7.15-7.7	7.10-7.4	17.10-17.4	Sol a matrice fine
Granulométrie et % des tamisas	2mm	86	96	90	87	
	0.08mm	60	87	69	67	
	0.6mm	52	67	62	61	
	0.002mm	14	36	18	28	

Sondage		SC N 09		Etat du sol
Profondeur		6.5-6.9	11.4-11.8	Sol a matrice fine
Granulométrie et % des tamisas	2mm	97	98	
	0.08mm	95	93	
	0.6mm	90	88	
	0.002mm	31	17	

#### b. La teneur en eau W

Les valeurs de la teneur en eau sont variable, elles sont comprises entre 9.1% à 24% .

Une telle fourchette dénote un sol **légèrement humide**.

#### c. La densité humide et sèche

La valeur de la densité sèche est comprise entre 1.42 et 2.11 t/m<sup>3</sup>, ce qui confère au sol une densité humide de l'ordre de 1.75 à 2.30 t/m<sup>3</sup> Ces valeurs caractérisent des sols **peu denses à denses**.

#### d. le degré de saturation (S<sub>r</sub>)

Les résultats obtenus sur les échantillons de sol prélevés indiquent des valeurs très importantes de l'ordre de **69.80% à 100%**. Ce qui nous permet de conclure que les formations en place sont **non saturées et saturées** en eau.

Le tableau suivant présente les valeurs de la teneur en eau, degré de saturation et la densité (sèche et humide) des sols au niveau du site étudié.

**Tableau IV.3.** Résultats d'essais d'identification.

Sondage	Profondeur en (m)	Teneur en eau en (%)	Degré de saturation en (%)	Densité sèche en (t/m <sup>3</sup> )	Densité humide en (t/m <sup>3</sup> )
SC N 04	2.5-2.8	24	100	1.67	2.08
	7.3-7.7	23.2	69.8	1.42	1.75
	12.5-13	10	92.3	2.08	2.30
SC N 05	10-10.3	9.2	71.9	2	2.19
SC N 06	7.15-7.7	15.3	99.5	1.9	2.2
SC N 07	7.1-7.4	18.4	81.3	1.67	1.98
SC N 08	17.1-17.4	9.1	88.3	2.11	2.30
SC N 09	6.5-6.9	20.1	72.2	1.58	1.90
	11.4-11.8	18.9	95.2	1.75	2.11

**e. Limites d'Atterberg**

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des limites d'Atterberg au niveau du site étudié

**Tableau IV.4.** Résultats des Limites d'Atterberg.

Nombre du sondage et profondeur	Limite de liquidité : W <sub>L</sub> en %	Limite de plasticité : W <sub>P</sub> en %	Indice de plasticité : I <sub>P</sub>	Indice de consistance I <sub>C</sub>	Etat du sol
SC N 04 prof (2.5/2.8)	45	24.5	20.5	1.02	Sol peu plastique
SC N 04 prof (7.3/7.7)	45.3	26.5	18.8	1.17	Sol peu plastique
SC N 04 prof (12.5/13)	38.8	21.5	17.3	1.66	Sol peu plastique
SC N 05 prof (10/10.3)	38.5	22.7	15.8	1.85	Sol peu plastique
SC N 06 prof (7.15/7.7)	54	26	28	1.38	Sol plastique
SC N 07 prof (7.1/7.4)	39.6	24.7	14.9	1.42	Sol peu plastique
SC N 08 prof (17.1/17.4)	47	25	22	1.72	Sol plastique

SC N 09 prof (6.5/6.9)	47	29.2	17.8	1.51	Sol peu plastique
SC N 09 prof (11.4/11.8)	40.8	28.1	12.7	1.72	Sol peu plastique

Après l'exécution des essais de limites d'Atterberg, on a reporté les valeurs trouvées de chaque couple (WL et IP) sur l'abaque de plasticité de Casagrande. On a trouvé que ces couples se situent au-dessus de la droite (A) ce qui nous indique que les formations en place sont des argiles plastique à peu plastiques (AP)

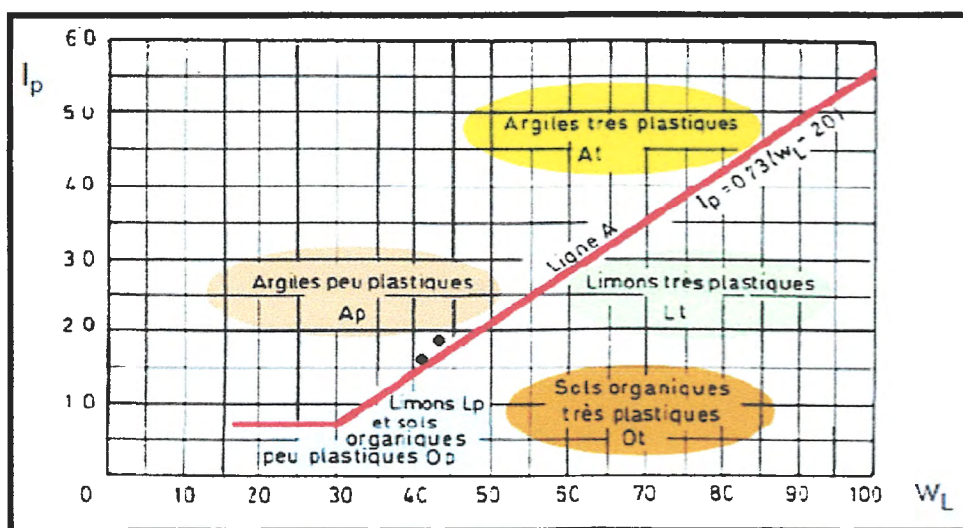


Figure IV.2. Résultats des limites d'Atterberg.

### III.2.2. Essais mécaniques

#### a. Essai de cisaillement

L'essai de cisaillement à la boîte a pour but d'étudier la rupture des sols. C'est un essai rapide, non coûteux, destiné à évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol : la cohésion (C) et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ).

Les valeurs des essais de cisaillement sont présentées sur le tableau suivant:

**Tableau IV.5.** Résultats de l'Essais de cisaillement.

Sondage	Profondeur en(m)	Ongle de frottement $\varphi_{UU}$ en (°)	Etat du sol	Cohésion $C_{UU}$ (Bars)	Etat du sol
SC N 04	7.3-7.7	17	Sol frottant	0.102	Sol peu cohérent
	12.5-13	17	Sol frottant	0.197	Sol peu cohérent
SC N 05	10.0-10.3	5	Sol non frottant	0.197	Sol peu cohérent
SC N 06	7.15-7.7	6	Sol non frottant	0.083	Sol peu cohérent
SC N 07	7.10-7.40	12	Sol frottant	0.063	Sol peu cohérent
SC N 08	17.1-17.4	4	Sol non frottant	0.066	Sol peu cohérent
SC N 09	6.50-6.90	17	Sol frottant	0.053	Sol peu cohérent
	11.4-11.8	22	Sol frottant	0.524	Sol peu cohérent

### III.2.3. Les paramètres chimiques

L'analyse chimique de certains échantillons du sol permet de mesurer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain. Ainsi que la détermination des classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels.

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus :

**Tableau IV.6.** Résultats des Analyses chimique

Désignation	Teneur exprimée en % par rapport au Poids des matériaux secs		
	Insolubles	Carbonates	Gypses
SC N 01 Prof (15 m)	44.20	50.39	<i>Trace</i>
SC N 02 Prof (08 m)	70.70	23.62	<i>Trace</i>
SC N 04 Prof (7.3-7.7)	60.40	37.30	<i>Trace</i>
SC N 05 Prof (10.0/10.3)	70.10	19.05	<i>Trace</i>
SC N 06 Prof (7.15/7.7)	72.1	26.19	<i>Trace</i>
SC N 07 Prof (7.1/7.4)	87.5	7.14	<i>Trace</i>
SC N 08 Prof (17.1/17.4)	74.2	19.84	<i>Trace</i>
SC N 09 Prof (11.4/11.8)	62.9	35.71	<i>Trace</i>

D'après les résultats de l'analyse chimique en peut dit que : le sol non agressif

#### **IV. Calcul de la capacité portante des fondations profondes**

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde qui permet d'atteindre le substratum (le "bed rock") ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches traversées. Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles, par exemple le cas des vases, des tourbes, des argiles, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches. Si la fondation était exécutée directement sur ces couches compressibles, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage se produiraient.

Pour atteindre la profondeur désirée, on réalise, soit des puits d'un certain diamètre (en général 1 à 3 m) relativement peu profonds, soit des pieux plus profonds.

Une fondation est dite profonde lorsque le rapport  $D/B > 10$

$D$  : Profondeur d'encastrement ou fiche totale de la fondation.

$B$  : Diamètre du pieu ou plus petite dimension dans le plan

#### IV.1. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré

L'utilisation des pieux forés nécessite l'exécution préalable d'un forage aux moyens mécaniques (tarière, benne, etc.). Le forage qui peut être tubé est rempli de béton. Pour la détermination de la charge portante totale  $Q_L$  du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe  $Q_P$  qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral  $Q_F$  qui est le frottement des parois latérales du pieu contre le terrain.

En général le terme  $Q_P$  est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme  $Q_F$  qui est fonction du matériau constitutif du sol, du pieu et de son mode de mise en place. D'ailleurs, il est le plus difficile à évaluer et on s'attache à la détermination de la force portante verticale  $Q_p$ .

Plusieurs méthodes ont été élaborées soit à la base des calculs théoriques (formule statique) ou à la base d'interprétation des résultats d'essais in-situ (pénétromètre ou préssiomètre).

##### IV.1.1. Capacité portante d'un pieu foré isolé à partir des formules statiques

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques ( $C$  et  $\phi$ ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire

$$Q_L = Q_P + Q_F$$

Avec :

$Q_L$  : 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 par (Forni, 1981) :

$$Q_L = S q_l + A q_f$$

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.

### A. Résistance de pointe

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

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

L'expérience 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 (Forni, 1981)

$$Nq = (10)^{Ntg\varphi}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 3,7 \text{ si } B < 32 \text{ cm,} \\ N = 2,7 \text{ si } B = 32 \text{ cm,} \\ B = \text{diamètre du pieu,} \\ \varphi = \text{angle de frottement interne de la couche porteuse} \end{array} \right.$$

-Si  $b > 32 \text{ cm}$  :  $Nq = tg^2 (45 + \varphi \frac{1}{2}) e^{\lambda tg\varphi}$  (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)

$$D_C = \frac{B}{4} Nq^{\frac{2}{3}}$$

### B. Frottement latéral

C'est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui peut être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur  $(D - D_e)$ .

#### ❖ 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  $(\delta)$  avec l'horizontale telle que: (Forni, 1981)

$$q_f = \gamma . z . k_p . \sin \delta$$

$k_p$  : 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 obtient pour  $Q_f$  selon :  
(Forni, 1981)

$$Q_f = p \cdot q_{f2}^z = p (k_p \cdot \sin \delta) \gamma \frac{z^2}{2}$$

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 a proposé les valeurs ci-dessous pour  $[Kp \sin (-\varphi)]$  et  $[Kp \sin (-2/3 \varphi)]$  comme le montre le Tableau IV.7.

Tableau IV.7. Valeurs du coefficient  $k_p$  (Forni, 1981).

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

❖ Milieu à la fois frottant et cohérent

On ajoute au frottement unitaire calculé pour les milieux pulvérulents l'incidence de la cohésion.

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

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

Les valeurs du coefficient  $kc$  sont données dans le tableau IV.8 pour  $\delta = -\varphi$  et  $\delta = -2/3 \varphi$

Tableau IV.8. 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
$Kc (-2/3\varphi)$	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 Kerise**

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

$$q_f = Cu \frac{1+Cu^2}{1+7Cu^2}$$

Avec :  $Cu$  la cohésion apparente exprimée en bars.

### Coefficient de sécurité

Il est d'usage d'adopter les coefficients de sécurité ci-dessous :

- 2 pour l'effort de pointe seul
- 3 pour le frottement latéral

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3}$$

D'où :  $Q_{ad}$  : La force portante admissible.

#### IV.1.2.Exemple de calcul de Capacité portante d'un pieu foré isolé (Sondage 07 pile 09)

Exemple pour un pieu foré isolé (sondage 07 pile 09) de diamètre  $B=1.2$  m et une fiche  $D=25$ m

##### 1. Effort de pointe $Q_p$

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

On a :  $\gamma = 2$  t/m<sup>3</sup>  $\varphi = 5^\circ$

$$Nq = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \varphi} \Rightarrow Nq = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{5}{2} \right) e^{3.14 \text{tg} 5}$$

$$\Rightarrow Nq = 1.57$$

$$N_c = \frac{Nq - 1}{\text{tg} \varphi} \Rightarrow N_c = \frac{1.57 - 1}{\text{tg} 5} \Rightarrow N_c = 6.51$$

$$Q_p = \frac{3.14(1.2)^2}{4} [1.57(25)(2) + 1.3(1.67)(6.51)] \Rightarrow Q_p = 104.71 \text{T}$$

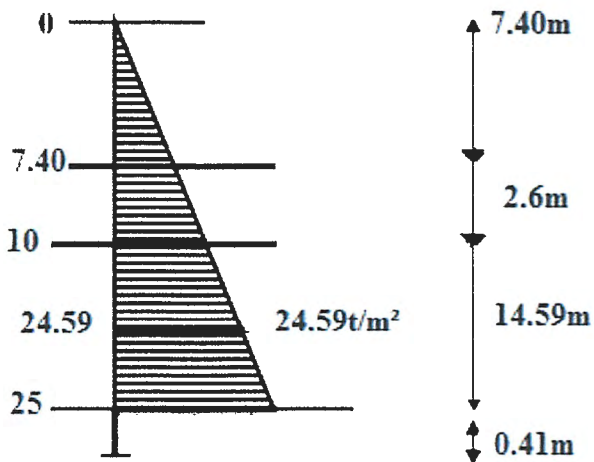
##### 2. Effort du au frottement latéral

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

$$\Rightarrow D_c = \frac{1.2}{4} (1.57)^{2/3} \Rightarrow D_c = 0.41 \text{m}$$

Le frottement latéral agira donc sur une longueur de  $(25\text{m} - 0.41\text{m}) = 24.59\text{m}$

## a. Milieu frottant



$$q_f = \gamma \cdot Z \cdot K_p \sin \delta$$

- 0-7.4m :  $\gamma = 2 \text{ t/m}^2$   $\varphi = 12^\circ$   $K_p \sin \delta = 0.4$   
 $q_f = 2 \times 7.40 \times 0.4 \Rightarrow q_f = 5.92 \text{ t/m}^2$
- 7.40-10m :  $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^2$   $\varphi = 12^\circ$   $K_p \sin \delta = 0.4$   
 $q_f = 1.9 \times 10 \times 0.4 \Rightarrow q_f = 7.6 \text{ t/m}^2$
- 10-24.59 m :  $\gamma = 2 \text{ t/m}^2$   $\varphi = 5^\circ$   $K_p \sin \delta = 0.14$   
 $q_f = 2 \times 24.59 \times 0.14 \Rightarrow q_f = 6.88 \text{ t/m}^2$

La force de frottement due au milieu frottant :

$$Q_{fp} = 3.14 (1.12) \left[ \frac{5.92(7.40)}{2} + \frac{5.92+7.6}{2} (2.6) + \frac{7.6+6.88}{2} 14.59 \right] \Rightarrow Q_{fp} = 594.78 \text{ T}$$

## b. Milieu cohérent

On ajoute l'incidence de la cohésion

- 0-7.4m :  $c = 0.63 \text{ t/m}^2$   $K_c = 1.78$   
 $q_{fc} = 0.63 \times 1.78 \Rightarrow q_{fc} = 1.12 \text{ t/m}^2$
- 7.4-10m :  $c = 0.83 \text{ t/m}^2$   $K_c = 1.78$   
 $q_{fc} = 0.83 \times 1.78 \Rightarrow q_{fc} = 1.48 \text{ t/m}^2$
- 10-24.59m :  $c = 1.67 \text{ t/m}^2$   $K_c = 1.3$   
 $q_{fc} = 1.67 \times 1.3 \Rightarrow q_{fc} = 2.17 \text{ t/m}^2$

D'où une force due à la cohésion

$$Q_{fc} = 3.14 (1.2) [1.12(7.4) + 1.48(2.6) + 2.17(14.59)] \Rightarrow Q_{fc} = 165.02 \text{ T}$$

La force totale de frottement latéral

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc} \Rightarrow Q_f = 546.78 + 165.02 \Rightarrow Q_f = 711.8 \text{ T}$$

$$Q_i = Q_p + Q_f \Rightarrow Q_i = 104.71 + 711.8 \Rightarrow Q_i = 816.51 \text{ T}$$

L'application des coefficients de sécurité

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3} \Rightarrow Q_{ad} = \frac{104.71}{2} + \frac{711.8}{3} \Rightarrow Q_{ad} = 289.62 \text{ T}$$

**Tableau IV.9.** Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de sondage N 04 (pile N 03).

<b>D(m)</b> fiche du pieu	<b>B(m)</b> diamètre du pieu	<b>Qp(T)</b> Force portante de pointe	<b>Qf (T)</b> Force portante due au frottement latéral	<b>Qi (T)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	<b>Qad(T)</b> Force portante admissible
34	1.2	955.40	6181.9	7137.3	2538.33

**Tableau IV.10.** Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de sondage N 05 (pile N 06).

<b>D(m)</b> fiche du pieu	<b>B(m)</b> diamètre du pieu	<b>Qp(T)</b> Force portante de pointe	<b>Qf (T)</b> Force portante due au frottement latéral	<b>Qi (T)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	<b>Qad(T)</b> Force portante admissible
28	1.2	712.95	4342.8	5055.75	1804.07

**Tableau IV.11.** Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de sondage N 06 (pile N 07).

<b>D(m)</b> fiche du pieu	<b>B(m)</b> diamètre du pieu	<b>Qp(T)</b> Force portante de pointe	<b>Qf (T)</b> Force portante due au frottement latéral	<b>Qi (T)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	<b>Qad(T)</b> Force portante admissible
40	1.2	1113.04	9275.5	10388.54	3648.35

**Tableau IV.12.** Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de sondage N 07(pile N 09)

<b>D(m)</b> fiche du pieu	<b>B(m)</b> diamètre du pieu	<b>Qp(T)</b> Force portante de pointe	<b>Q<sub>f</sub>(T)</b> Force portante due au frottement latéral	<b>Q<sub>i</sub>(T)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	<b>Q<sub>ad</sub>(T)</b> Force portante admissible
25	1.2	104.71	711.8	816.51	289.62

**Tableau IV.13.** Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de sondage N 08 (pile N 08).

<b>D(m)</b> fiche du pieu	<b>B(m)</b> diamètre du pieu	<b>Qp(T)</b> Force portante de pointe	<b>Q<sub>f</sub>(T)</b> Force portante due au frottement latéral	<b>Q<sub>i</sub>(T)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	<b>Q<sub>ad</sub>(T)</b> Force portante admissible
39	1.2	373.34	3662.57	4035.91	1407.53

**Tableau IV.14.** Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats des essais de laboratoire au niveau de sondage N 09(culée 2 vers Djimla).

<b>D(m)</b> fiche du pieu	<b>B(m)</b> diamètre du pieu	<b>Qp(T)</b> Force portante de pointe	<b>Q<sub>f</sub>(T)</b> Force portante due au frottement latéral	<b>Q<sub>i</sub>(T)</b> Charge limite verticale d'un pieu isolé	<b>Q<sub>ad</sub>(T)</b> Force portante admissible
25	1.2	683.90	3274.7	3911.6	1411.01

A partir des résultats obtenus on remarque que plus la profondeur augmente plus la capacité portante augmente



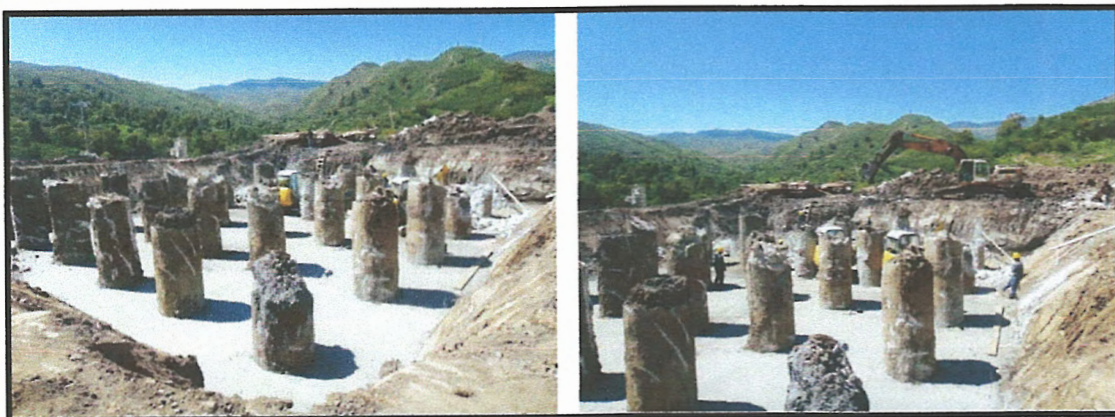
## V. Comportement des groupes des pieux

Le comportement des groupes de pieux revêt différents aspects qui sont abordés dans ce qui suit. Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé examiné précédemment. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- La force portante, sous sollicitations axiales
- Le tassement
- Les réactions latérales et les poussées latérales du sol
- Le frottement négatif

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

- a) La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée
- b) La charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins. Cette influence peut être chiffrée par des méthodes rationnelles telles que la méthode des éléments finis. Toutefois, l'application courante de telles méthodes se heurte à un certain nombre de difficultés
  - Lois de comportement du sol souvent mal connues
  - Aspect traditionnelles du problème difficile à prendre en compte
  - Etat initial du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible, à appréhender. (*Frank, 1999*)



**Figure IV.3.** Photo illustrant d'un groupe des pieux au niveau de la pile N 04 avant le recépage

## V.1. Modification du comportement d'un pieu par l'effet de groupe

### V.1.1. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiales

D'une façon générale, on définit un coefficient d'efficacité  $C_e$  tel que :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du pieu isolé}}$$

Avec : N nombre de pieux

#### a. Groupe de pieux dans un sol cohérent

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

Une des règles suivantes est souvent adoptée

- Le coefficient d'efficacité  $C_e$  est pris égale à 1 pour un entre-axes de 8 diamètres, à 0.7 pour un entre-axe de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux
- Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse- La barre

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

B : Diamètre d'un pieu

S : entre-axe

m et n nombre de lignes et de colonnes du groupe

- On peut également appliquer la méthode de la fondation massive fictive ou cas elle conduirait à une réduction notable de la capacité portante du groupe dans le cas d'entre-axe supérieurs à 3 diamètres. (Frank, 1999)

#### - Exemple de calcul de la charge limite du groupe de pieux au niveau de sondage 07

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du pieu isolé}}$$

Alors : charge limite du groupe ( $Q_{l_{\text{groupe}}}$ ) =  $C_e \cdot N \times$  Charge limite du pieu isolé

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

On a : B= 1.2 m      D=25m

$$3 \phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{1.2}{3.6}}{\pi} - \left(2 - \frac{1}{4} - \frac{1}{5}\right) = 0.66$$

$$4 \phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{1.2}{4.8}}{\pi} - \left(2 - \frac{1}{4} - \frac{1}{5}\right) = 0.75$$

$$5 \phi : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{1.2}{6}}{\pi} - \left(2 - \frac{1}{4} - \frac{1}{5}\right) = 0.80$$

$$\text{Donc : } 3 \phi : Q_{1 \text{ groupe}} = 0.66 \times 20 \times 816.51 = 10777.93 \text{ T}$$

$$4 \phi : Q_{1 \text{ groupe}} = 0.75 \times 20 \times 816.51 = 12247.65 \text{ T}$$

$$5 \phi : Q_{1 \text{ groupe}} = 0.80 \times 20 \times 816.51 = 13064.16 \text{ T}$$

Au niveau du sondage N°04 (pile N°03)

Tableau IV.15. Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N 04.

Profondeur D(m)	Nombre de pieu N	Diamètre B(m)	Entre axe S(m)	C <sub>e</sub>	Charge du pieu (T)	Charge du groupe(T)
34	30	1.2	3 φ	0.64	7137.3	137036.16
			4 φ	0.73		156306.87
			5 φ	0.79		169154.01

Au niveau du sondage N°05 (pile N°06)

Tableau IV.16. Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N 05.

Profondeur D(m)	Nombre de pieu N	Diamètre B(m)	Entre axe S(m)	C <sub>e</sub>	Charge du pieu (T)	Charge du groupe(T)
28	30	1.2	3 φ	0.64	5055.75	97070.4
			4 φ	0.73		110720.92
			5 φ	0.79		119821.27

## Au niveau du sondage N°06 (pile N°07)

Tableau IV.17. Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N 06

Profondeur D(m)	Nombre de pieu N	Diamètre B(m)	Entre axe S(m)	Ce	Charge du pieu (T)	Charge du groupe(T)
40	20	1.2	3 $\phi$	0.66	10388.54	137128.72
			4 $\phi$	0.75		155828.1
			5 $\phi$	0.80		166216.64

## Au niveau du sondage N°07 (pile N°09)

Tableau IV.18. Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N 07.

Profondeur D(m)	Nombre de pieu N	Diamètre B(m)	Entre axe S(m)	Ce	Charge du pieu (T)	Charge du groupe(T)
25	20	1.2	3 $\phi$	0.66	816.51	10777.93
			4 $\phi$	0.75		12247.65
			5 $\phi$	0.80		13064.16

## Au niveau du sondage N°08 (pile N°09)

Tableau IV.19. Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N 08.

Profondeur D(m)	Nombre de pieu N	Diamètre B(m)	Entre axe S(m)	Ce	Charge du pieu (T)	Charge du groupe(T)
25	20	1.2	3 $\phi$	0.66	4035.91	53274.01
			4 $\phi$	0.75		60538.65
			5 $\phi$	0.80		64574.56

Au niveau du sondage N°09 (culée 02 vers Djimla)

Tableau IV.20. Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N 09.

Profondeur D(m)	Nombre de pieu N	Diamètre B(m)	Entre axe S(m)	Ce	Charge du pieu (T)	Charge du groupe(T)
25	09	1.2	3 φ	0.70	3911.6	24643.08
			4 φ	0.78		27459.432
			5 φ	0.83		29219.65

## VI. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré de à partir de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du terrain (expansion jusqu'à la rupture du sol) grâce à une sonde descendue dans un avant trou sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol. Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage, ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en déplacements qu'à la rupture. (*Benzaid, 2011*)

### VI.1. La capacité portante de fondations profondes

- Méthodes pressiométrique du LCPC

La méthode pressiométrique tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalente  $P_{le}$  et entourant un pieu ayant une fiche équivalente  $D_e$ . La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe. Il s'agit d'une moyenne des valeurs mesurées dans une zone au voisinage de la pointe, épaisse de  $(3a)$  sous la pointe et de  $(b)$  au-dessous (*Benzaid, 2011*).

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_1^*(z) \cdot dz$$

$P_{le}^*$  : pression limite nette équivalente

$P_l^*(z)$  : pression limite obtenue à la profondeur (z) par interpolation linéaire entre les  $P_l^*$  mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur

$A = \max(B/2 \text{ et } 0,50)$  en mètres,  $b = \min(a, h)$

$h$  est la hauteur de la couche résistance dans laquelle la pointe est encastrée

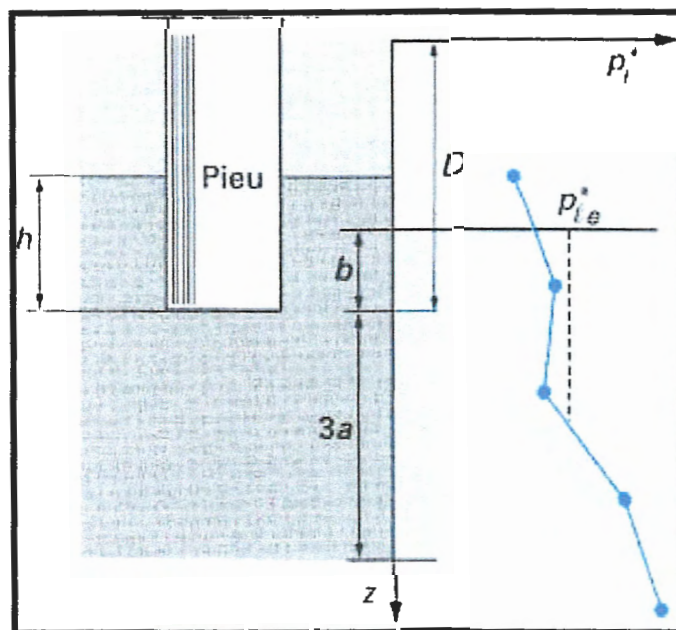
- Dans un sol homogène  $h = b = 0$  et  $a$  est égale à  $B/2$  pour des diamètres supérieurs à 1 m. La zone d'influence de la résistance en pointe sera, dans ce cas, épaisse de  $1,5 B$  sous la pointe.

-L'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation

$$P_{le}^* \approx \frac{1}{b+3a} \sum_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot \Delta z$$

-La résistance à la pointe se calcul comme suit :  $q_p = K_p \cdot P_{le}^*$

Le facteur  $K_p$  dépendant de la nature du sol et du mode d'installation du sol, est donné par le **Tableau IV.21** La classification des sols du LCPC et le **Tableau IV.22**, permettent de définir la classe du matériau et sa catégorie.



**Figure IV.4.** Définition de la pression limite équivalente au préssiomètre.



Tableau IV.21. Valeurs du facteur Kp de portance pressiométrique.

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage)
Argile / Limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sable/ Graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Craies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-calcaire		1.80	2.60
Poche altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

Tableau IV.22. Catégories conventionnelles des sols.

Classe de sol	Préssiomètre P <sub>1</sub> (MPa)
A- Argile et limons mous	< 0.7
B- Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0
C- Argiles très fermes à dure	>2.5
A- Lâches	<0.5
Sables, graves B- Moyens	1.0 à 2.0
C-Compacts	>2.5
Craies A-Molles	<0.7
B-Altérées	1.0 à 2.5
C-Compacts	>3.0
Marnes A-Tendres	1.5 à 4.0
Marno-calcaires B-Compacts	>4.5
Roches A-Altérées	2.5 à 4.0
B-Fragmentées	>4.5

- le frottement latéral limite  $q_s$ , augmente linéairement avec la pression limite nette, à la même profondeur. Il dépend en fait de la nature du sol entourant le pieu et du mode d'installation du pieu. Le choix de la courbe  $q_s = f(P_{1e}^*)$  est fait à partir du **tableau IV.23** et la détermination de  $q_s$  se fait à partir de la **figure IV.4**.

• Calcul de la charge limite de frottement latéral  $Q_s$

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur  $h$  concernée du fut du pieu est calculé par l'expression suivante (Frank, 1995):

$$Q_s = p \int_0^h q_s(z) dz$$

$P$  : périmètre du pieu

$q_s$  : frottement latéral unitaire limite à a cote  $Z$

La charge verticale limite se calcule comme suit :  $Q_l = Q_p + Q_s = S \cdot q_p + P \int_0^D q_s(z) \cdot dz$

**Remarque**

En absence d'un essai de chargement de pieux pour la détermination expérimentale de la charge critique  $Q_c$  celle -ci peut être estimée comme suit :

-Pour les pieux ne refoulant le sol (pieux forés, barrettes, puits..) par :  $Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$

-Et pour les pieux refoulent le sol (pieux foncés, battus...) par :  $Q_c = 0.7Q_p + 0.7Q_s$ .

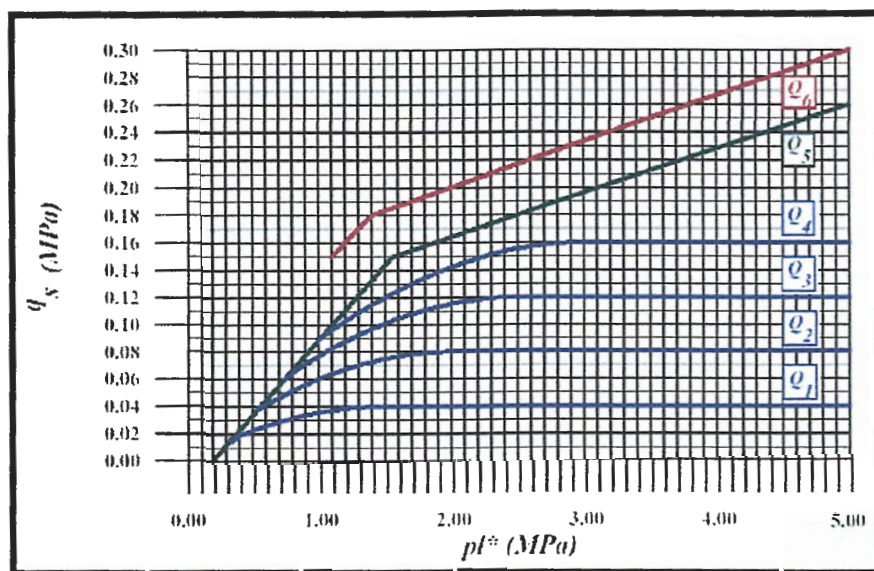


Figure IV.5. Courbes de frottement latéral.

**Tableau IV.23.** Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire  $q_s$  (principaux type de pieux utilisés en ouvrage d'art).

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roche
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>3</sub> (1)				Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (1)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>4</sub> (3)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	(4)			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>		
Puits(5)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		Q <sub>4</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>		
Injecté haute pression (6)		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>		Q <sub>6</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>7</sub> (7)

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30m).
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage environ le fond perdus (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
- (7) Injections élective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

- Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé par l'essai pressiométrique LCPC

- Au niveau de la pile 06

Dans ce qui suite une application numérique est proposée à titre d'exemple pour un pieu foré isolé (pile 06) de diamètre  $B = 1.2$  m et une fiche de  $D = 28$  m.

On aura ainsi  $a = 0.6$  m, et  $b = 0$ . La pression limite nette équivalente en pointe du pieu se calcule comme suite :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D-3a} P_1^*(z) \cdot dz \implies P_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.6} \int_{28}^{29.8} P_1^*(z) \cdot dz$$

$$P_{le}^* = [(51.6+51.9) \times 1/2 + (52.14 + 51.9) \times 0.8/2] / 1.8 = \mathbf{51.87 \text{ bars}}$$

La fiche équivalente est donnée par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^{28} P_1^*(z) dz$$

$$D_e = [19.9 \times 12/2 + (20.2+19.9) \times 2/2 + (39.5+20.2) \times 2/2 + (49.6+39.5) \times 2/2 + (50.5+49.6) \times 2/2 + (50.8+50.5) \times 2/2 + (51.1+50.8) \times 2/2 + (51.3+51.1) \times 2/2 + (51.6+51.3) \times 2/2 + (52.2+51.6) \times 2/2 / 51.87] = \mathbf{17.75m}$$

Puisque  $D_e/B = 17.75/1.2 = 14.59 > 5$  on a bien le fonctionnement d'une fondation profonde.

Le terrain étudié est formé de marne dont la pression pressiométrique limite est en deçà de **5Mpa**, à l'exception des valeurs à 20 et 30m, il appartient à la catégorie **B** d'après le **tableau IV 22**.

Le facteur de portance pressiométrique est, d'après le **tableau IV 21**, égale à 1.80

La résistance en pointe est  $q_p = K_p \cdot P_{le}^* = 1.80 \times 51.87 = 93.37 \text{ bars}$  et la charge limite en pointe est :  $Q_p = \pi \cdot B^2 \cdot K_p \cdot P_{le}^* / 4 = 105.5 \text{ bars}$

La contrainte limite  $q_s$  du frottement latérale est décrite, d'après le **tableau IV.23** par la courbe  $Q_s$  de la **figure IV .4**. Les valeurs de  $q_s$  sont regroupées au **tableau IV 24**.

L'effort limite mobilisé par le frottement latéral sol/pieu se calcul par :

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^{28} q_s(z) dz$$

$$Q_s = 3.14 \times 1.2 \times [1.6 \times 12/3 + (1.6+1.65) \times 2/2 + (1.65+1.9) \times 2/2 + (1.9+2.4) \times 2/2 + (2.6+2.4) \times 2/2 + (2.6+2.6) \times 2/2 + (2.6+2.6) \times 2/2 + (2.6+2.6) \times 2/2 + (2.6+2.6) \times 2/2] = 175.21 \text{ bars}$$

$$\text{L'effort verticale limite est } Q_l = Q_p + Q_s = 105.5 + 175.21 = 280.75 \text{ bars}$$

La charge de fluage est définie approximativement pour un pieu ne refoulant pas le sol par :

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s \Rightarrow Q_c = 175.39 \text{ bars}$$

**Tableau IV.24.** Valeurs de  $q_s$  (bars) le long du pieu.

<b>Z(m)</b>	12	14	16	18	20	22	24	26	28
<b><math>q_s</math></b>	1.6	1.65	1.9	2.4	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6

**Au niveau de la pile 02**

**Tableau IV.25.** La capacité portante d'un pieu foré isolé par l'essai pressiométrique au niveau de la pile N°02

<b>D</b> <b>(m)</b>	<b>B</b> <b>(m)</b>	<b><math>P_{le}^*</math></b> <b>(bars)</b>	<b><math>D_e</math></b> <b>(m)</b>	<b><math>D_e/B</math></b>	<b><math>q_l</math>(bars)</b>	<b><math>Q_p</math></b> <b>(bars)</b>	<b><math>Q_s</math></b> <b>(bars)</b>	<b><math>Q_l</math></b> <b>(bars)</b>	<b><math>Q_c</math></b> <b>(bars)</b>
30	1.2	31.8	14.35	11.96	91.48	103.4	183.12	<b>286.52</b>	179.88

**-Calcul de la charge limite du groupe de pieux avec l'essai pressiométrique****Au niveau de la pile 02****Tableau IV.26.** Charge limite du groupe de pieux par l'essai pressiométrique au niveau de la pile N 02.

Profondeur D(m)	Nombre de pieu N	Diamètre B(m)	Entre axe S(m)	Ce	Charge du pieu (bars)	Charge du groupe (bars)
30	20	1.2	3 $\phi$	0.66	<b>286.52</b>	3782.064
			4 $\phi$	0.75		4297.8
			5 $\phi$	0.80		4584.32

**Au niveau de la pile 06****Tableau IV.27.** Charge limite du groupe de pieux par l'essai pressiométrique au niveau de la pile N 06.

Profondeur D(m)	Nombre de pieu N	Diamètre B(m)	Entre axe S(m)	Ce	Charge du pieu (bars)	Charge du groupe (bars)
28	30	1.2	3 $\phi$	0.64	<b>280.71</b>	5389.63
			4 $\phi$	0.73		6147.54
			5 $\phi$	0.79		6652.82

D'après les résultats obtenus on remarque que les résultats de la charge limite d'un pieu ou d'un groupe de pieu par la méthode LCPC sont petits que les résultats de la charge limite par les formules statiques.



## VII. Méthode de calcul des tassements des pieux

### VII.1. Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement.

Des expériences ont montré que le tassement en tête des pieux n'excède que très généralement le centimètre, sous une charge de référence égale  $0.7 \cdot Q_p$  et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie entre 6 à 45 m, et dont le diamètre B est compris entre 0.30 et 1.50 m.

#### Les méthodes empiriques

Ces méthodes sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur pieux. On note à ce titre la recommandation de *Vasic (1977)*, pour le tassement en tête du pieu dans le sol pulvérulent :

$$V_0 = B/100 + \Delta L$$

Et celle de *Meyerhof (1956)*, pour tous les sols :

$$V_0 = B / (30 \cdot F_s)$$

$F_s$  étant pris en générale égale à 3

Suite à l'analyse des essais de chargement des pieux par LCPC *Frank (1995)* a recommandé d'estimer le tassement par :

$V_0/B = 0.6\%$  pour un pieu foré

$V_0/B = 0.9\%$  pour un pieu battu, ceci pour une charge égale à  $0.7 Q_c$

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 des déplacements du pieu (*Bouafia, 2005*)

- **Calcul du Tassement d'un pieu isolé**

- a- D'après la méthode de *Frank (1995)* on a obtenus les résultats du tassement d'un pieu isolé pou un diamètre  $B = 1.2$  m

$$V_0/B = 0.6\% \Rightarrow V_0 = B \times 0.6\% \Rightarrow V_0 = 1.2 \times 0.006$$

$$\Rightarrow V_0 = 0.0075\text{m}$$

b- D'après la méthode de *Meyerhof (1956)* on a obtenus les résultats du tassement d'un pieu isolé pour un diamètre  $B = 1.2\text{m}$

$$V_0 = B / (30 \times F_s) \Rightarrow V_0 = 1.2 / (30 \times 3) \Rightarrow V_0 = 0.013 \text{ m.}$$

## VII.2. Tassement d'un groupe de pieux

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)*, *Poulos et Davis (1980)*. Ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit

$$V_0 = V_0^i (1+a)$$

$V_0^i$  : le tassement d'un pieu isolé sous le même effort

$a$ : un facteur d'interaction qui dépend de l'élancement  $D/B$ , de l'espacement relatif  $d/B$ , de la compressibilité relative  $K$ , ainsi que  $V$ .

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, on définit le rapport de tassement  $R_s$  par :

$$R_s = \frac{\text{Tassement moyen du groupe}}{\text{Tassement du pieu isolé sous un effort moyen}}$$

Dans ce qui suit, on se limite au cas simple et fréquent d'un groupe de pieux identique regroupés par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux seuls (*Bouafia, 2005*). On peut écrire que :

$$R_s = \frac{\text{Tassement du pieu dans un groupe}}{\text{Tassement du pieu isolé sous le même effort}}$$

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, 2005*).

- Calcul du Tassement d'un groupe de pieu
- 1. Suivant la méthode de calcul proposé par Frank (2003)

Tableau IV.28. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée 1et 2.

Suivant la méthode de calcul proposé par Frank (1995)								
Nombre de pieu n = 09								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	25	20.83	3	0.75	1.68	1.5	0.84	0.75
			4		1.41	1.32	0.84	0.75
			5		1.15	1.15	0.84	0.75

Tableau IV.29. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 02.

Suivant la méthode de calcul proposé par Frank (1995)								
Nombre de pieu n = 20								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	30	25	3	0.75	2.61	2.38	1.03	0.75
			4		2.1	2.01	0.99	0.75
			5		1.57	1.62	0.95	0.75

Tableau IV.30. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 03.

Suivant la méthode de calcul proposé par Frank (1995)								
Nombre de pieu n = 30								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	34	28.3	3	0.75	3.66	3.33	1.41	0.75
			4		2.89	2.76	1.30	0.75
			5		2.10	1.62	1.55	0.75

Tableau IV.31. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 04.

Suivant la méthode de calcul proposé par Frank(1995)								
Nombre de pieu n = 30								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	38	31.66	3	0.75	4.04	3.72	1.56	0.75
			4		3.16	3.09	1.53	0.75
			5		2.36	1.20	0.87	0.75

Tableau IV.32. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 05.

Suivant la méthode de calcul proposé par Frank (1995)								
Nombre de pieu n = 30								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	30	25	3	0.75	3.33	3.00	1.18	0.75
			4		2.60	2.47	1.10	0.75
			5		1.87	1.94	1.02	0.75

Tableau IV.33. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 06.

Suivant la méthode de calcul proposé par Frank (1995)								
Nombre de pieu n = 30								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	28	23.33	3	0.75	3.16	2.79	1.15	0.75
			4		2.47	2.30	1.05	0.75
			5		1.59	1.81	0.98	0.75

Tableau IV.34. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 07.

Suivant la méthode de calcul proposé par <i>Frank (1995)</i>								
Nombre de pieu n = 20								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	40	33.33	3	0.75	3.21	3.00	1.33	0.75
			4		2.58	2.50	0.66	0.75
			5		2.00	1.56	0.90	0.75

Tableau IV.35. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 08.

Suivant la méthode de calcul proposé par <i>Frank (1995)</i>								
Nombre de pieu n = 20								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	39	32.5	3	0.75	3.15	2.92	1.32	0.75
			4		2.53	2.46	0.95	0.75
			5		1.95	1.38	0.81	0.75

Tableau IV.36. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 09.

Suivant la méthode de calcul proposé par <i>Frank (1995)</i>								
Nombre de pieu n = 20								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	25	20.83	3	0.75	2.34	2.03	0.95	0.75
			4		1.88	1.72	0.93	0.75
			5		1.42	1.40	0.90	0.75

2. Suivant la méthode de calcul proposé par *Meyerhof (1956)*

Tableau IV.37. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée 1et 2.

Suivant la méthode de calcul proposé par <i>Meyerhof (1956)</i>								
Nombre de pieu n = 09								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	25		3	1.3	2.92	2.6	1.45	1.3
			4		2.44	2.28	1.45	1.3
			5		2.00	2.00	1.45	1.3

Tableau IV.38. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 02.

Suivant la méthode de calcul proposé par <i>Meyerhof (1956)</i>								
Nombre de pieu n = 20								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	30	25	3	1.3	4.53	4.13	1.79	1.3
			4		3.64	3.48	1.71	1.3
			5		2.73	2.82	1.65	1.3

Tableau IV.39. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 03.

Suivant la méthode de calcul proposé par <i>Meyerhof (1956)</i>								
Nombre de pieu n = 30								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	34	28.33	3	1.3	6.35	5.78	2.44	1.3
			4		5.01	4.79	2.27	1.3
			5		3.65	2.82	2.69	1.3



Tableau IV.40. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 04.

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof (1956)								
Nombre de pieu n = 30								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	38	31.66	3	1.3	7.00	6.46	2.71	1.3
			4		5.48	5.35	2.66	1.3
			5		4.09	2.09	1.50	1.3

Tableau IV.41. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 05.

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof (1956)								
Nombre de pieu n = 30								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	30	25	3	1.3	5.77	5.2	2.05	1.3
			4		4.51	4.29	1.91	1.3
			5		3.25	3.36	1.78	1.3

Tableau IV.42. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 06.

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof (1956)								
Nombre de pieu n = 30								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	28	23.33	3	1.3	5.48	4.85	2.00	1.3
			4		4.29	3.99	1.82	1.3
			5		3.10	3.14	1.70	1.3

Tableau IV.43. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 07.

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof(1956)								
Nombre de pieu n = 20								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	40	33.33	3	1.3	5.56	5.2	2.31	1.3
			4		4.47	4.34	1.14	1.3
			5		3.47	2.71	1.57	1.3

Tableau IV.44. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 08.

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof (1956)								
Nombre de pieu n = 20								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	39	32.5	3	1.3	5.46	5.07	2.28	1.3
			4		4.39	4.26	1.65	1.3
			5		3.39	2.40	1.40	1.3

Tableau IV.45. Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N 09.

Suivant la méthode de calcul proposé par Meyerhof(1956)								
Nombre de pieu n = 20								
Diamètre B(m)	Profondeur (m)	D/B (m)	d/B (m)	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= ∞
1.2	25	20.83	3	1.3	4.06	3.52	1.65	1.3
			4		3.26	2.99	1.61	1.3
			5		2.47	2.43	1.56	1.3

A l'issue de cette étude et d'après les résultats obtenus on remarque que les valeurs du tassement d'un pieu isolé au niveau des différents piles ou d'un groupe de pieux par la méthode de Frank est petite que par la méthode de Meyerhof, et en majorité sont très faibles est acceptable.

### Conclusion générale

Le présent travail concerne l'étude de réalisation d'un ouvrage d'art sur la route nationale RN 77 touché par la cuvette du barrage de Tabellout (Djimla) cas du viaduc au PK6+690.

Cette étude est basée sur la combinaison des données géologiques, hydrologiques et géotechniques, elle a conduit à identifier de nombreux paramètres mécaniques qui caractérisent le comportement d'un sol naturel par des différents types d'essai in-situ et au laboratoire.

Le but de cette étude est de présenter les différentes méthodes de dimensionnement des fondations profondes basées sur la détermination de la pression limite qui constitue une méthode fiable de calcul des fondations.

Toutefois, le dimensionnement d'une fondation ne saurait être limité aux calculs de capacité portante et de tassement abordé, aussi les études hydrologiques et géotechniques sont des volets important dans un projet de dimensionnement.

Par ailleurs l'étude des pieux soumis à des frottements latérales, le tassement d'un pieux isolé l'étude de frottement négatifs sur ces pieux constitue également des cas lors de l'étude d'une fondation. Notons aussi qu'il existe également d'autres méthodes plus élaborées de dimensionnement. Ainsi le dimensionnement des fondations est plus complexe et plus vaste et on ne saurait aborder tous les aspects au cours d'un seul projet de fin d'étude.

A l'issue de cette étude et d'après la synthèse des résultats de calcul géotechnique obtenus à savoir le dimensionnement des fondations profondes, on ne peut pas faire la différence entre les valeurs obtenues à partir des formules statiques et celle par essais pressiométrique car on 'a juste deux essais pressiométrique au niveau des deux piles (pile 02 et 06).

En outre, on remarque que les résultats de la charge limite d'un pieu ou d'un groupe de pieux par la méthode LCPC sont petits que les résultats de la charge limite par les formules statiques. Ainsi que la valeur du tassement par les méthodes de Frank et Meyerhof d'un pieu isolé au niveau des différentes piles sont très faibles et en majorité sont acceptables.

# *Bibliographie*



**Benzaid R. (2011).** *Les essais in-situ en géotechnique. Réalisation et interprétation. Editions universitaires Européennes, 107 p.*

**Bouafia A. (2005).** *Calcul pratique des fondations et des soutènements ,*  
*p.p 186-187*

**Bouafia A. (2006).** *Les essais in-situ dans les projets de fondations. université Saàd Dahleb de Blida.*

**Bouillin J.P. (1977).** *Géologie Alpine de la Petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-Milia (Algérie), thèse Doct. Uni.Curie, 511P.*

**Djellit H. (1987).** *Évolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et la polarité de mise en place des nappes de flysch en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse doct. Univ. De Paris-Sud Centre d'Orsay. 214p.*

**Durand Delga M. (1955).** *Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris. Carte géol. Algérie.*

**Durand Delga M. et Lambert. (1955).** *La bordure occidentale de la nappe guerrouch (Nord constantinois, Algerie).*

**Forni M. (1981).** *Fondations spéciales et reprises-en sous œuvre. Eyrolles, 172p*

**Fougnot J. (1990).** *Le magmatisme miocène du littoral nord constantinois. Thèse. Doct. INPL. Nancy.*

**Frank R. (1999).** *Calcul des fondations superficielles et profondes, p.p102-103*

**Kherrouba H. (2008).** *Étude géologique et géotechnique des zones instables de la région de Texenna-Djimla (W.Jijel, Algérie), mémoire de magistère ,p.p123.*

**Lahonder J.C. (1979).** *Datation de numidien d'Algérie orientale conséquences structurales. Paris.*

**Obitaille V. et Trembly D. (1997).** *Mécaniques des sols. Canada.*

**Philipponnat G. (1979).** *Fondations et ouvrages en terre.* Ed. Eyrolles. Paris, 402 p.

**Philipponnat G. (1987).** *Fondations et ouvrages en terre.* Ed. Eyrolles. Paris, 402 p.

**Raoult J. F. (1969).** *La série de Tengout. Unité externe de la dorsale kabyle annonçant le flysch de Penthivière (nord de constantinois, Algérie).*C.R.ACAD. Sci, Paris.

**Raoult J.F. (1974).** *Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie).* Thèse Mém. Soc. Géol. France.

**Robin C. (1970).** *Etude géodynamique du massif volcanique du Cap Cavallo, El -Aouana, Algérie, 2e série N°10.*Thèse 3ème cycle, Paris, p.p130.

**Roubault, M. (1934).** *La Kabylie de Collo, Etude géologique.* Bull. Serv. Carte Géol. Algérie, Alger, 2e série, N°10.

**Vila J. M. (1980).** *La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-tunisiennes.*

**E. N. G. O. A :** *Entreprise nationale des grands ouvrages d'art*

**L.T.P.E :** *Rapport géotechnique de laboratoire des travaux publics Est*



## *Listes des figures*

<b>Figure I.1.</b> Situation géographique du site étudié.....	<b>02</b>
<b>Figure I.2.</b> Carte sismique de l'Algérie selon le RPA .....	<b>04</b>
<b>Figure II.1.</b> Carte et coupe structurales schématiques de la chaîne maghrébine.....	<b>05</b>
<b>Figure II.2.</b> Coupe géologique N-S synthétique de la région Jijel-Djimla.....	<b>09</b>
<b>Figure II.3.</b> Coupe géologique (NNW-SSE) de la zone d'étude.....	<b>10</b>
<b>Figure II.4.</b> Photos illustrant les marnes telliennes au niveau d'oued R'ha.....	<b>10</b>
<b>Figure II.5.</b> Photo illustrant la formation de calcaire.....	<b>11</b>
<b>Figure II.6.</b> Photos illustrant les éboulis de pente et grès Numidien.....	<b>11</b>
<b>Figure II.7.</b> Coupe géologique (N-S) de la zone d'étude.....	<b>12</b>
<b>Figure III.1.</b> Délimitation du bassin versant de Oued R'ha.....	<b>13</b>
<b>Figure III.2.</b> Vue en 3D du Bassin versant d'Oued R'ha.....	<b>14</b>
<b>Figure III.3.</b> Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (ANRH, 1996).....	<b>16</b>
<b>Figure III.4.</b> Histogramme des précipitations moyennes saisonnières durant..... la période 2003-2013 Station d'El-Agrem.	<b>17</b>
<b>Figure III.5.</b> Distribution de la Température moyenne mensuelle durant la période ..... 2003-2013 Station d'El-Agrem.	<b>18</b>
<b>Figure III.6.</b> Diagramme ombrothermique durant la période 2003-2013..... Station d'El-Agrem.	<b>19</b>
<b>Figure III.7.</b> Graphe du Bilan hydrologique par la méthode de Thornthwaite durant..... la période 2003-2013 Station d'El-Agrem.	<b>23</b>
<b>Figure IV.1.</b> Coupe géotechnique de la zone d'étude à partir de corrélation..... des sondages du LTPE	<b>29</b>
<b>Figure IV.2.</b> Résultats des limites d'Atterberg.....	<b>32</b>

**Figure IV.3.** Photo illustrant d'un groupe des pieux au niveau.....42

de la pile N° 04 avant le recépage.

**Figure IV.4.** Définition de la pression limite équivalente au préssiomètre.....47

**Figure .IV.5.** Courbes de frottement latéral.....49

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau III.1.</b> Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières durant la période .....	16
2003-2013 Station d'El-Agrem.	
<b>Tableau III.2.</b> Températures moyennes mensuelles durant la période 2003-2013.....	17
Station d'El-Agrem	
<b>Tableau III.3.</b> Calcul de l'évapotranspiration potentielle(ETP) selon Thornthwaite .....	21
durant la période 2003-2013 Station d'El-Agrem	
<b>Tableau III.4.</b> Bilan hydrologique de Thornthwaite.....	22
<b>Tableau IV.1.</b> Présentation des résultats des sondages carottés.....	26
<b>Tableau IV.2.</b> Présentation des résultats des analyses granulométrique.....	30
<b>Tableau IV.3.</b> Résultats d'essais d'identification.....	31
<b>Tableau IV.4.</b> Résultats des Limites d'Atterberg.....	31
<b>Tableau IV.5.</b> Résultats de l'Essais de cisaillement.....	33
<b>Tableau IV.6.</b> Résultats des Analyses chimiques.....	34
<b>Tableau IV.7.</b> Valeurs du coefficient $k_p$ (Forni, 1981).....	37
<b>Tableau IV.8.</b> Valeurs du coefficient $k_c$ (Forni, 1981).....	37
<b>Tableau IV.9.</b> Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats.....	40
des essais de laboratoire au niveau de sondage N°04(pile N°03).	
<b>Tableau IV.10.</b> Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats.....	40
des essais de laboratoire au niveau de sondage N°05(pile N°06).	

<b>Tableau IV.11.</b> Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats.....	<b>40</b>
des essais de laboratoire au niveau de sondage N°06 (pile N°07).	
<b>Tableau IV.12.</b> Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats.....	<b>41</b>
des essais de laboratoire au niveau de sondage N°07(pile N°09)	
<b>Tableau IV.13.</b> Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats.....	<b>41</b>
des essais de laboratoire au niveau de sondage N °08 (pile N°08).	
<b>Tableau IV.14.</b> Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats.....	<b>41</b>
des essais de laboratoire au niveau de sondage N°09(culée 2 vers Djimla).	
<b>Tableau IV.15.</b> Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N°04.....	<b>44</b>
<b>Tableau IV.16.</b> Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N°05.....	<b>44</b>
<b>Tableau IV.17.</b> Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N°06.....	<b>45</b>
<b>Tableau IV.18.</b> Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N°07.....	<b>45</b>
<b>Tableau IV.19.</b> Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N°08.....	<b>45</b>
<b>Tableau IV.20.</b> Charge limite du groupe de pieux pour le sondage N°09.....	<b>46</b>
<b>Tableau IV.21.</b> Valeurs du facteur Kp de portance pressiométrique.....	<b>48</b>
<b>Tableau IV.22.</b> Catégories conventionnelles des sols.....	<b>48</b>
<b>Tableau IV.23.</b> Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral.....	<b>50</b>
unitaire $q_s$ (principaux type de pieux utilisés en ouvrage d'art).	
<b>Tableau IV.24.</b> Valeurs de $q_s$ (bars) le long du pieu.....	<b>52</b>
<b>Tableau IV.25.</b> la capacité portante d'un pieu foré isolé par l'essai pressiométrique.....	<b>52</b>
au niveau de la pile N°02	
<b>Tableau IV.26.</b> Charge limite du groupe de pieux par l'essai pressiométrique.....	<b>53</b>
au niveau de la pile N°02	

<b>Tableau IV.27.</b> Charge limite du groupe de pieux par l'essai pressiométrique.....	<b>53</b>
au niveau de la pile N°06	
<b>Tableau IV.28.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée 1et 2.....	<b>56</b>
<b>Tableau IV.29.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°02.....	<b>56</b>
<b>Tableau IV.30.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°03.....	<b>56</b>
<b>Tableau IV.31.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°04.....	<b>57</b>
<b>Tableau IV.32.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°05.....	<b>57</b>
<b>Tableau IV.33.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°06.....	<b>57</b>
<b>Tableau IV.34.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°07.....	<b>58</b>
<b>Tableau IV.35.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°08.....	<b>58</b>
<b>Tableau IV.36.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°09.....	<b>58</b>
<b>Tableau IV.37.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la culée 1et 2.....	<b>59</b>
<b>Tableau IV.38.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°02.....	<b>59</b>
<b>Tableau IV.39.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°03.....	<b>59</b>
<b>Tableau IV.40.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°04.....	<b>60</b>
<b>Tableau IV.41.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°05.....	<b>60</b>
<b>Tableau IV.42.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°06.....	<b>60</b>
<b>Tableau IV.43.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°07.....	<b>61</b>
<b>Tableau IV.44.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°08.....	<b>61</b>
<b>Tableau IV.45.</b> Tassement d'un groupe de pieux au niveau de la pile N°09.....	<b>61</b>

# *Annexes*



# *Annexe : A*



*Répartition de la pluviométrie enregistrée (en mm) station d'El-Agrem (ANRH,2003-2013).*

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
<b>2003-2004</b>	123.9	51.6	130.5	281.2	177.6	88.3	65.9	109.3	82.3	61.3	0.0	0.0	1171.9
<b>2004-2005</b>	78.3	25.6	199.7	201.9	272.8	218.6	88.8	193.0	13.3	0.0	0.6	8.8	1301.1
<b>2005-2006</b>	80.1	40.4	164.2	208.0	188.0	189.0	70.3	45.7	41.8	2.6	0.0	18.9	1049.0
<b>2006-2007</b>	54.3	51.7	36.0	243.5	11.7	83.9	271.1	74.7	4.0	27.1	4.4	4.0	866.4
<b>2007-2008</b>	83.4	129.6	211.7	307.4	19.8	27.7	199.2	36.0	128.2	4.8	0.0	0.0	1147.8
<b>2008-2009</b>	136.0	30.4	161.5	136.6	331.4	109.6	87.7	162.1	26.5	0.0	0.5	7.7	1190.2
<b>2009-2010</b>	136.0	88.4	162.6	180.9	165.4	81.0	112.2	58.1	65.9	46.9	1.8	1.1	1100.3
<b>2010-2011</b>	58.4	271.7	190.3	110.3	102.3	216.1	78.4	90.9	40.1	31.1	0.5	0.0	1190.1
<b>2011-2012</b>	10.7	193.9	109.1	178.5	80.1	352.3	78.6	178.4	0.0	0.0	2.5	48.5	1232.6
<b>2012-2013</b>	95.7	251.2	124.4	86.0	242.2	270.5	97.8	49.8	89.3	0.0	0.0	31.8	1338.7

*Répartition des températures (En C°) (Station météo d'El-Agrem (ANRH, 2003-2013)*

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
<b>2003-2004</b>													
Moy	240	210	167	15	107	126	129	147	163	208	226	252	166
Max	370	350	250	125	195	250	235	250	240	325	340	375	375
min	160	130	110	4	2	70	30	80	95	140	130	200	2
<b>2004-2005</b>													
Moy	232	214	134	122	85	80	121	153	194	233	254	249	173
Max	370	350	210	230	170	170	290	270	300	390	400	420	420
min	110	105	70	50	-10	0	10	40	100	150	150	170	-10
<b>2005-2006</b>													
Moy	240	226	165	119	102	115	146	189	213	247	273	256	189
Max	354	348	284	205	180	210	265	320	360	370	400	360	400
min	155	152	64	52	32	50	35	88	125	115	190	183	32
<b>2006-2007</b>													
Moy	240	226	182	135	132	136	131	165	204	232	265	281	194
Max	354	348	268	224	206	220	250	248	350	332	389	438	438
min	155	152	117	74	55	82	6	93	112	166	166	193	6
<b>2007-2008</b>													
Moy	240	200	152	125	127	134	134	170	193	226	269		

Max	380	303	284	237	192	214	240	302	300	372	385		
min	170	103	58	35	58	61	30	87	123	143	180		
<b>2008-2009</b>													
Moy	246	204	147	120	114	109	129	145	206	243	286	273	185
Max	413	286	252	208	202	207	247	290	354	372	436	388	436
min	156	118	86	54	50	38	48	85	108	163	185	206	38
<b>2009-2010</b>													
Moy	233	198	171	151	126	137	146	159	177	216	262	264	187
Max	344	336	258	276	212	277	277	255	286	290	347	362	362
min	160	125	78	47	38	13	44	97	95	135	193	187	13
<b>2010-2011</b>													
Moy	234	203	156	137	125	115	142	176	193	223	265	278	187
Max	326	353	250	278	223	183	254	282	294	364	402	392	402
min	163	89	100	40	33	60	50	94	116	146	188	170	33
<b>2011-2012</b>													
Moy	241	19	161	124	109	76	130	154	191	254	266	293	168
Max	392	27	257	198	167	164	248	315	286	394	425	396	425
min	165	13	112	55	50	4	50	65	105	171	174	220	4
<b>2012-2013</b>													
Moy	236	210	169	130	121	105	149	162	174	208	254	256	181
Max	365	350	288	254	223	205	257	256	277	375	364	393	393
min	131	105	84	74	34	28	42	61	105	128	173	186	28

# *Annexe : B*

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

N	9					12			
K	10	$10^2$	$10^3$	$\infty$	10	$10^2$	$10^3$	$\infty$	
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
20.83	3	2.25	2.00	1.12	1.00	2.48	2.17	1.16	1.00
	4	1.88	1.76	1.12	1.00	2.06	1.91	1.15	1.00
	5	1.54	1.54	1.12	1.00	1.63	1.63	1.14	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

N	12					16			
	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞
D/B	d/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
20.83	3	2.5	2.17	1.16	1.00	2.81	2.44	1.21	1.00
	4	2.06	1.91	1.15	1.00	2.28	2.10	1.19	1.00
	5	1.64	1.64	1.13	1.00	1.76	1.75	1.17	1.00
23.33	3	2.63	2.83	1.18	1.00	3.00	2.68	1.26	1.00
	4	2.17	2.06	1.18	1.00	2.43	2.30	1.23	1.00
	5	1.71	1.75	1.17	1.00	1.87	1.90	1.21	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
28.	3	2.91	2.70	1.34	1.00	3.35	3.09	1.46	1.00
	4	2.42	2.34	1.30	1.00	2.74	2.64	1.40	1.00
	5	1.91	1.95	1.25	1.00	2.11	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
31.66	3	3.10	2.86	1.46	1.00	3.61	3.33	1.6	1.00
	4	2.6	2.5	1.42	1.00	2.96	2.86	1.56	1.00
	5	2.07	2.11	1.25	1.00	2.31	2.00	1.23	1.00
32.5	3	3.14	2.90	1.5	1.00	3.67	3.4	1.63	1.00
	4	2.64	2.54	1.45	1.00	3.01	2.91	1.36	1.00
	5	2.11	2.15	1.25	1.00	2.36	2.00	1.23	1.00
33.33	3	3.18	2.94	1.54	1.00	3.73	3.47	1.66	1.00
	4	2.68	2.58	1.48	1.00	3.06	2.96	1.16	1.00
	5	2.15	2.19	1.25	1.00	2.41	2.00	1.23	1.00



35	3	3.26	3.02	1.62	1.00	3.85	3.61	1.72	1.00
	4	2.76	2.66	1.54	1.00	3.16	3.06	0.76	1.00
	5	2.23	2.27	1.25	1.00	2.51	2.00	1.23	1.00

N	20					30			
	10		10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞
D/B	d/B								
15	3	2.62	2.04	1.14	1.00	3.22	2.49	1.21	1.00
	4	2.13	1.77	1.11	1.00	2.58	2.07	1.16	1.00
	5	1.59	1.5	1.11	1.00	1.79	1.67	1.16	1.00
18	3	2.89	2.37	1.2	1.00	3.61	2.89	1.30	1.00
	4	2.32	2.03	1.17	1.00	2.82	2.40	1.24	1.00
	5	1.74	1.70	1.15	1.00	2.00	1.95	1.20	1.00
20	3	3.06	2.61	1.25	1.00	3.83	3.23	1.37	1.00
	4	2.46	2.22	1.22	1.00	3.01	2.67	1.32	1.00
	5	1.85	1.82	1.19	1.00	2.15	2.09	1.26	1.00
20.83	3	3.13	2.71	1.27	1.00	3.93	3.38	1.42	1.00
	4	2.51	2.30	1.24	1.00	3.08	2.80	1.36	1.00
	5	1.9	1.87	1.20	1.00	2.25	2.17	1.27	1.00
23.33	3	3.35	2.98	1.34	1.00	4.22	3.73	1.54	1.00
	4	2.68	2.52	1.28	1.00	3.30	3.07	1.40	1.00
	5	2.02	2.05	1.24	1.00	2.39	2.42	1.31	1.00
24	3	3.41	3.06	1.36	1.00	4.33	3.83	1.56	1.00
	4	2.73	2.59	1.29	1.00	3.38	3.19	1.41	1.00
	5	2.06	2.1	1.26	1.00	2.46	2.5	1.36	1.00
25	3	3.49	3.18	1.38	1.00	4.44	4.00	1.58	1.00
	4	2.8	2.68	1.32	1.00	3.47	3.30	1.47	1.00
	5	2.1	2.17	1.27	1.00	2.5	2.59	1.37	1.00
26.67	3	3.63	3.34	1.5	1.00	4.63	4.26	1.77	1.00
	4	2.94	2.8	1.41	1.00	3.69	3.47	1.61	1.00
	5	2.21	2.11	1.21	1.00	2.66	2.38	1.16	1.00
28.33	3	3.79	3.48	1.58	1.00	4.89	4.45	1.88	1.00
	4	3.06	2.94	1.50	1.00	3.86	3.69	1.75	1.00
	5	2.31	2.05	1.21	1.00	2.81	2.17	2.07	1.00
30	3	3.95	3.64	1.66	1.00	5.12	4.71	1.98	1.00
	4	3.19	3.08	1.60	1.00	4.04	3.90	1.9	1.00
	5	2.43	1.97	1.21	1.00	2.98	1.89	1.16	1.00
31.66	3	4.12	3.8	1.74	1.00	5.39	4.97	2.09	1.00
	4	3.32	3.22	1.70	1.00	4.22	4.12	2.05	1.00
	5	2.55	1.89	1.21	1.00	3.15	1.61	1.16	1.00

32.5	3	4.2	3.90	1.76	1.00	5.52	5.15	2.08	1.00
	4	3.38	3.28	1.27	1.00	4.30	4.20	1.04	1.00
	5	2.61	1.85	1.08	1.00	3.23	1.47	0.70	1.00
33.33	3	4.28	4.00	1.78	1.00	5.65	5.32	2.08	1.00
	4	3.44	3.34	0.88	1.00	4.39	4.29	0.18	1.00
	5	2.67	2.09	1.21	1.00	3.32	2.31	1.16	1.00
35	3	4.44	4.2	1.82	1.00	5.91	5.67	2.07	1.00
	4	3.56	3.46	0.02	1.00	4.56	4.46	1.83	1.00
	5	2.79	1.73	1.21	1.00	3.49	1.05	1.16	1.00



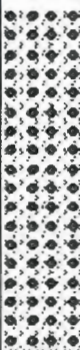





*Annexe : c*

**Sondage carotté n°1 :**

m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							MATRICE LIMONEUSE+ CAILLOUX+ GRAVIERS+ SABLES
-1.									
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									GALETS DIFFERENT DIAMETRE
-13.									
-14.									
-15.									MARNE CONSOLIDE SCHISTEUSE
-16.									
-17.									MARNE SCHISTEUSE ALTERE
-18.									
-19.									
-20.									
-21.									

**Annexe C.1 : Sondage carotté n°1 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)**

**Sondage carotté n°2**

m	Recup	IIS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							MATRICE LIMONEUSE +CAILLOUX+GRAVIERS+SABLES+GALETS
-1.									
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									
-6.									MARNE CONSOLIDE FRACTURE SCHISTEUSE GRISATRE
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									

**Annexe C.2 : Sondage carotté n°2 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)**

**Sondage carotté n°3**

m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							
-1.									MARNE ARGILEUSE FRIABLE DE COULEUR BRUNATRE A JAUNATRE
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									
-16.									MARNE SCHISTEUSE GRISATRE CONSOLIDE
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									
-21.									
-22.									
-23.									
-24.									
-25.									
-26.									
-27.									
-28.									
-29.									
-30.									

**Annexe C.3 : Sondage carotté n°3 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)**

**Sondage carotté n°4**

m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							MARNE ARGILEUSE PEU PLASTIQUE BRUNATRE A JAUNATRE CONTENANT DES SABLES ET GRAVIERS
-1.									
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									MARNE SCHISTEUSE GRISATRE CONSOLIDE
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									

**Annexe C.4 : Sondage carotté n°4 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)**

**Sondage carotté n°5**

m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							ARGILE GRAVELEUSE CAILLOUTEUSE AVEC UN PASSAGE GRESEUX (1.2-3.5)
-1.									
-2.									
-3.									
-4.				ECH 01					
-5.									MARNE ARGILEUSE BEIGE GRISATRE
-6.				ECH 02					
-7.									MARNE ARGILEUSE BRUNE GRISATRE
-8.									MARNE SCHISTEUSE GRISATRE
-9.									
-10.					ECH 03				

**Annexe C.5 : Sondage carotté n°5 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)**

### Sondage carotté n°6

m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0		V							ARGILE GRAVELEUSE CALLOUTEUSE ROUGEATRE
-1									MARNE ARGILEUSE BEIGE GRISATRE BLANCHATRE PAR ENDROIT
-2				ECH 01					
-3									
-4									
-5									MARNE ARGILEUSE BRUNE GRISATRE
-6									
-7				ECH 02					MARNE ARGILEUSE GRISE BRUNATRE
-8									
-9									
-10									
-11									MARNE SCHISTEUSE GRISE NOIRATRE
-12									
-13									
-14									
-15									
-16									
-17				ECH 03					
-18									
-19									
-20									MARNO-CALCAIRE GRISE NOIRATRE
-21									
-22									
-23									
-24									

Annexe C.6 : Sondage carotté n°6 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)


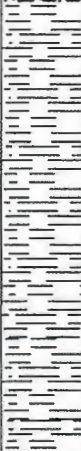

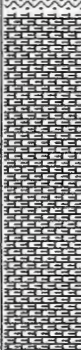


**Sondage carotté n°7**

m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							ARGILE MARNEUX SCHISTEUX DE COULEUR BRUNATRE ((PESENCE DE BLOCS)
-1.									
-2.									
-3.									
-4.									MARNE ARGILEUSE SCHISTEUSE DE COULEUR BRUNATRE
-5.									
-6.									MARNO-CALCAIRE ALTERE
-7.									
-8.									MARNO-CALCAIRE ALTERE NOIRATRE
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									




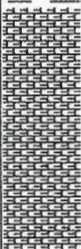
**Annexe C.7 : Sondage carotté n°7 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)**

**Sondage carotté n°8**

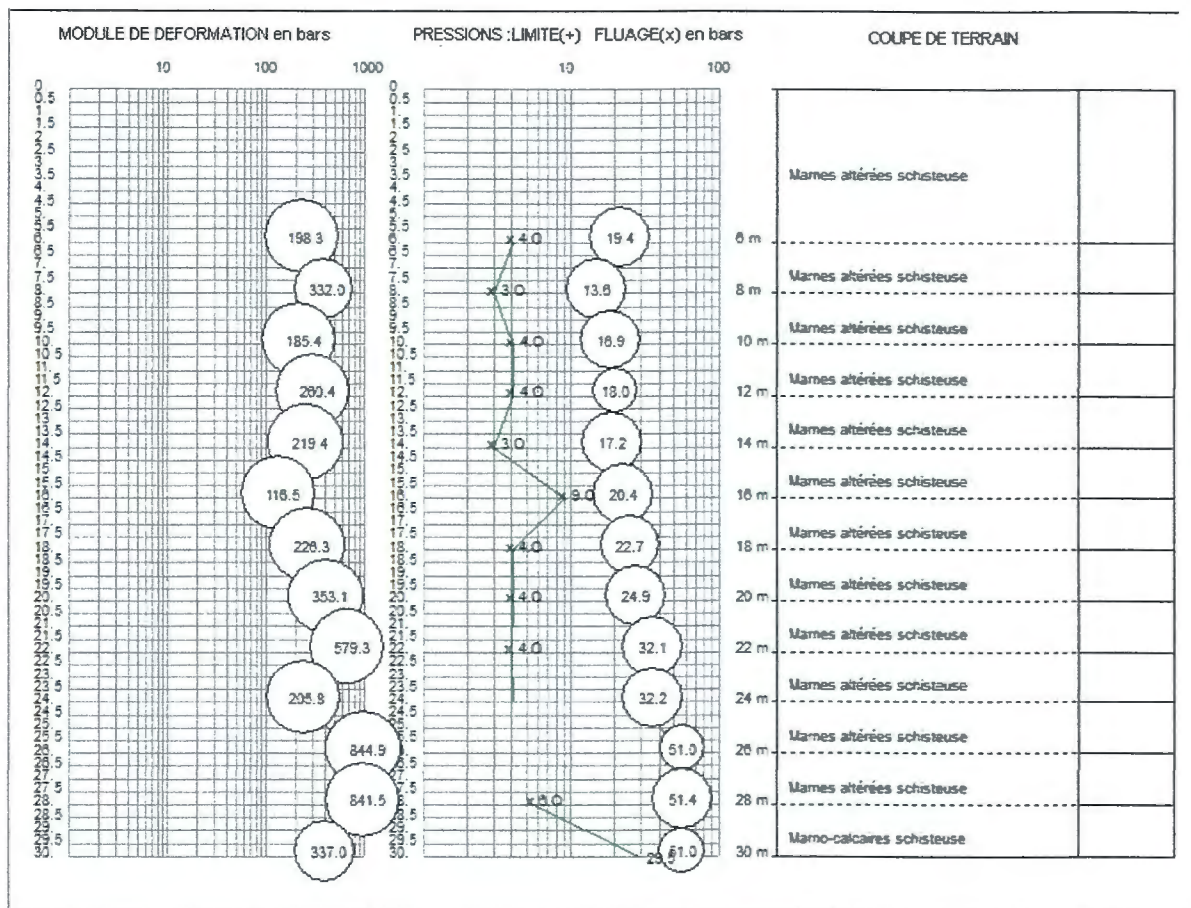
m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							
-1.									COLLUVIONS (ARGILE MARNEUX CONTENANT DES BLOCS DE GRES) ^
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									MARNE ARGILEUSE BEIGE A BRUNATRE ET GRISATRE ^
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									MARNE SCHISTEUSE GRISE ^
-14.									
-15.									MARNO-CALCAIRE SCHISTEUX PAR ENDROIT ^
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									

**Annexe C.8 : Sondage carotté n°8 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)**

**Sondage carotté n°9**

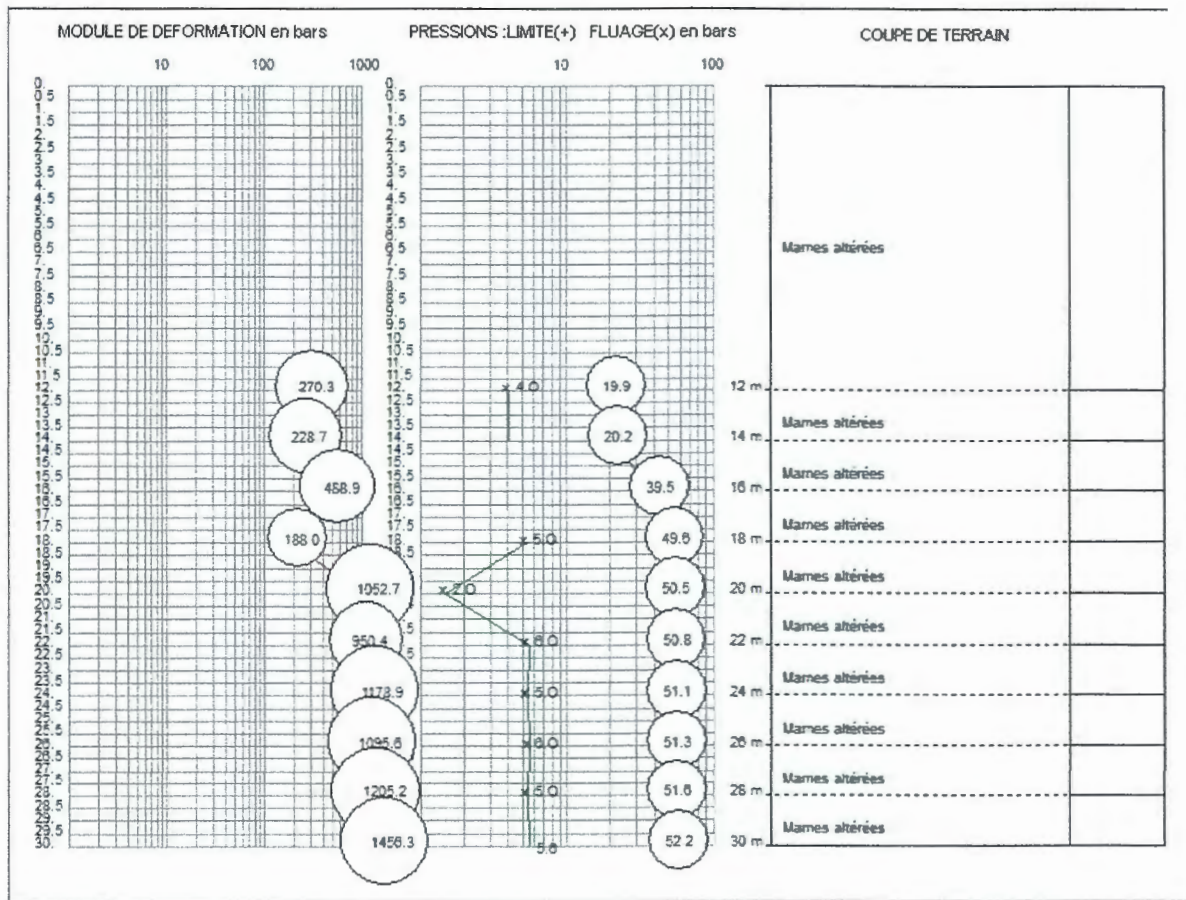
m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							COLLUVIONS (ARGILE MARNEUX CONTENANT DES BLOCS DE GRES) ^
-1.									
-2.									ARGILE MARRON A ROUGETRE ^
-3.									
-4.									MARNE ARGILEUSE BEIGE GRISATRE A BRUNATRE ^
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									MARNE GRISATRE CONSOLIDE SCHISTEUSE PAR ENDROIT ^
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									

**Annexe C.9 : Sondage carotté n°9 d'après le LTPE (description lithologique du sondage)**



*Annexe C.10 : Essai pressiométrique (synoptique) pile n°02 pk 6+880*





**Annexe C.11: Essai pressiométrique (synoptique) pille n°06 pk 7+280**



## Résumé

L'étude réalisée dans ce travail concerne la réalisation d'un ouvrage d'art, cas du viaduc au PK 6 + 690 (1054m) sur la RN 77 touché par la cuvette du barrage de Tabellout (Djimla). Différentes caractéristiques géologiques, hydro- climatologiques et géotechniques de la région sont traités.

Le but de ce travail est de présenter les différentes méthodes de dimensionnement des fondations profondes basées sur la détermination de la pression limite par les formules statiques et celle de pressiomètre qui constituent des méthodes fiables aux calculs des fondations.

L'importance de cette étude est le dimensionnement des fondations profondes, permettant un choix judicieux des essais à réaliser et de la méthode de calcul à utiliser. Nous avons mis l'accent sur l'aspect dimensionnement et calcul de la charge limite et capacité portante du sol, l'effet de groupe de pieux est un phénomène important qui a été pris en compte.

La synthèse des résultats de calculs géotechniques obtenus à savoir le dimensionnement des fondations profondes, le calcul du tassement d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux par des formules statiques, calcul de la charge limite par la méthode pressiométrique ont peu conclure que les résultats sont différents.

**Mots clés :** Viaduc, pieu, tassement, capacité portante, dimensionnement, pressiométrique.

## Abstract

The study in this work is the realization of a work of art, where the viaduct PK 6 + 690 (1054m) on the RN 77 affected by the dam basin Tabellout (Djimla). Different geological, geotechnical and hydro-climate of the area being treated.

The aim of this work is to present the different design methods of deep foundations based on the determination of the limit pressure by static formulas and the pressuremeter that are reliable methods for calculations of foundations.

The importance of this study is the design of deep foundations for a judicious choice of tests to be performed and the method of calculation to use. We focused on the appearance design and calculation of the limit and load bearing capacity of the soil, the effect of pile group is an important phenomenon that has been taken into account.

Summarizes the results of geotechnical calculations obtained namely the design of deep foundations, the calculation of the settlement of a single pile and a pile group by static formulas, calculation of the limit load by the pressuremeter method have concluded that little the results are different.

**Keywords:** Viaduct, pile settlement, bearing capacity, sizing, pressuremeter.

## ملخص

الدراسة المحققة في هذا العمل هي إنشاء عمل من نوع جسر في النقطة الكيلو مترية رقم 6+690 على الطريق الوطني رقم 77 التي تلامس سد تابلوط (جيملة) تعتمد على معالجة مختلف الخصائص الجيولوجية، المائية-المناخية و الجيو تقنية للمنطقة الهدف من هذا العمل هو تقديم أساليب تصميم مختلفة من الأساسات العميقة بناء على تحديد الضغط الحدي عن طريق علاقات ثابتة و جهاز الضغط المتري الذي يعتمد على استخدام علاقات موثوق بها لحساب الأساسات أهمية هذه الدراسة هو تصميم الأساسات العميقة التي تسمح لنا باختيار حكيم للاختبارات التي يتعين القيام بها و طريقة الحساب لاستخدامها. ركزنا على تصميم المظهر و حساب قدرة الحد الحاملة للتربة و تأثير مجموعة الأوتاد هو ظاهرة مهمة التي تم أخذها بعين الاعتبار تلخص النتائج التي تم الحصول عليها من الحسابات الجيو تقنية وهي تصميم الأساسات العميقة وحساب رص وتد واحد ومجموعة أوتاد عن طريق علاقات ثابتة وحساب الحد من الحمل بواسطة جهاز الضغط المتري وبهذا نستطيع القول بان النتائج المتحصل عليها مختلفة الكلمات الرئيسية: جسر, وتد, رص, قدرة التحمل, جهاز الضغط المتري.