

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

جامعة جيجل
Université de Jijel



Géol. 04/14

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

01
01

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

Option : Géologie de l'ingénieur

Thème

*Faisabilité des fondations de l'ouvrage d'art (pont 1200 m) au niveau du
barrage de Tabellout, wilaya de Jijel.*

Membres de Jury :

Président : Kherrouba Hassiba

Examinatrice : Illas Chahra

Encadrants : Benzaid Riad et Tekkouk Moustapha



Présenté par :

Zehani Nouara
Baabaa Imane



Année Universitaire 2013-2014

Numéro d'ordre (bibliothèque) :



Remerciements

*Nous remercions Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force
et la patience afin de pouvoir
Pour accomplir ce travail.*

*Nos vifs remerciements s'adressent tout d'abord à notre encadreur de Mémoire :
R. BENZAÏD. et **M. TEKKOUX** Qui par leurs conseils et leurs orientations nous
ont été d'un grand apport dans la finalisation de notre mémoire.*

*Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des enseignants de Géologie sans exception
qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de
dévouement et **Melle Zehani**. Et en particulier monsieur **Rouikha. Y, Mr
Mebrouk F***

*Et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre ont participé à la
réalisation de ce travail.*

*nous remercions également toute l'équipe de laboratoire des travaux publique de
l'EST Et en particulier **Mr Nacer**, Nous n'oublions pas de remercier tous le
personnel du entreprise nationale des grands ouvrages d'art (E.N.G.O.A)*

*Nous remercions les membres du Jury qui ont bien voulu accepter d'examiner
notre travail.*

Merci enfin à tous ceux qui ont lu et liront ce mémoire.

Nouara -Imane

2013/1014



Dédicace



Je dédie ce modeste travail

À mes chers parents :

À celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur
et ma réussite, **Ma mère HABIBA**

À L'école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les
Années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner
L'aide et à me protéger, **Mon père BACHIR**

Sœurs :

MOUNA, son mari **FARID** et leur fille **AYAT EL RAHMAN.**

DJALILA, NADJAH, HOUDA et KHOULA.

À ma très chère grande mère

À toute ma grande famille.....

À mes prestigieux encadreurs monsieur **Benzaid Riad et Tekkouk Mustapha.**

À ma chère secrétaire de département de science de la terre et l'univers : **Karima**

À mon binôme : **IMANE ...**

À mes amies.

À tous mes collègues de la section 5^{ème} année géologie de l'ingénieur.

À tous ceux qui me sont chères...

À tous ceux qui m'aiment...

À tous ceux que j'aime...

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

NOUARA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère **Malika**. Que dieu la garde et la protège.

À mon père **Abcen**, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études passées, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger rahimaho allah.

À mon cher mari **Azzedine** qui a été le soutien moral et financier.

À mes prestigieux encadreurs monsieurs **Benzaid Riad et Tekkouk Mustapha**.
À mes chères sœurs et notamment **leila**, sans oublier mes petites charmantes nièces **Mham et lila** et mon adorable neveu **Yakoub**.

À ma petite chère sœur **Soumia**.

À mon petit cher frère **Oussama**.

À mes chers frères : **Nabil et Fouad, mustafa et sa femme**.

À toute ma grande famille

À mon binôme **Nouara (Manel)**.

À mes chères amies.

À toute la promotion 2013-2014 de géologie

À tous ceux qui me sont chers.

IMANE

Table des matières

Remerciements	I.
Dédicaces	II.
Dédicaces	III.
Résumé	IV.
Introduction générale	I

CHAPITRE I : GENERALITE

I. Cadre géographique	03
I.1. Situation et limites géographiques	03
I.2. Climat	04
I.3. Végétation	04
I.4. Réseau hydrographique.....	04
I.5. Topographie et morphologie du site	06
I.6. Réseau routier	06

CHAPITRE II : CONTEXTE GEOLOGIQUE

	08
I. géologie régionale et cadre structural.....	
I.1. Cadre géologique local.....	10
II. Géologie du site	11
II.1.Lithologie des formations locales	11
II.1.1. Flysch massylien	11
II.1.2. Trias	12
III. Tectonique.....	14

III.1.Tectonique de la région étudiée	14
III.2.Sismicité de la région.....	17

CHAPITRE III : GEOMORPHOLOGIE ET HYDROCLIMATLOGIE

I. Situation géographique	19
II. Généralités sur l'oued Djendjen	19
III. Morphologie.....	20
III.1.Les reliefs	20
III.2.Le réseau hydrographique	21
III.3.Subdivision du réseau hydrographique	21
IV.Hydroclimatologie	22
IV.1.Introduction	22
IV.2.Analyse des paramètres climatiques.....	23
IV.2.1. Aperçu général sur le climat	23
IV.2.2. Analyse des paramètres climatiques.....	24
IV.2.2.1. Précipitations.....	24
IV.2.2.2. Températures	26
IV.2.2.3. Graphe Ombro-thermique.....	27
IV.2.2.4. Bilan hydrologique	28
IV.2.2.5 .Calcul de l'évapotranspiration	29
a. L'évapotranspiration potentielle (ETP).....	29
b. L'évapotranspiration réelle (ETR)	30
IV.2.2.6. Bilan hydrologique selon Thornthwaite	30
a- Interprétation du bilan d'eau de Thornthwaite	31
IV.2.2.7 Estimation du ruissellement et de l'infiltration	31
a- Ruissellement	32
b- Infiltration	
IV.3. Conclusion	32

CHAPITRE IV : ÉTUDE GEOTECHNIQUE

I. Description du projet	33
I.1. Intérêt de l'étude	33
I. 2. Campagne de reconnaissances géotechniques	33
I.3. Interprétation des résultats des essais in-situ	33
I.4. Etablissement de la coupe géotechnique	36
II. Méthode de calcul de la capacité portante des fondations profondes	37
II.1. Force portante d'un pieu foré isolé	38
II.2. Interprétation des résultats pressiométrique	39
II.2.a. Capacité portante des fondations profondes :(Méthode pressiométrique du LCPC)	39
III. Essais in situ réalisés dans le cadre de ce projet	43
V. Comportement d'un groupe de pieux	44
IV.1. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe	45
IV.1.1. Modification de la capacité portante sous sollicitations axiales	45
IV.1.2. Calcul de la charge limite des pieux pour le projet d'étude en tenant compte de l'effet de groupe	46
IV.1.3 Exemple de calcul de la charge limite d'un groupe de pieux au niveau du sondage N°02 pile n°1 côté Texenna	47
V. Méthode de calcul des tassements des pieux.....	55
V.1. Tassement d'un pieu isolé.....	55
V.2. Tassement d'un groupe de pieux: (Sous charges verticales).....	56
V.3. Tassement d'un pieu isolé.....	57
V.4. Tassement d'un groupe de pieu.....	58
Conclusion générale et recommandations.....	61

Références bibliographiques

Annexes

Résumé :

Dans le cadre de la réalisation du futur barrage de Tabellout, il a été décidé la construction d'un viaduc de 1200 m de longueur qui aura pour objet le remplacement et la déviation définitive d'un tronçon de la route nationale 77 qui sera immergé par l'eau du futur barrage.

Le but du présent travail est de vérifier la faisabilité des fondations afin de pouvoir proposer des variantes au service de la D T P .les variables influent nos choix sont la nature lithologique du site, la géométrie des fondations proposés (fiches et diamètres) ainsi que l'aspect pratique de réalisation de ces fondations.

L'étude contient deux grandes parties complémentaires l'une pour l'autre à savoir la géologie du site la géotechnique. Un calcul de capacité portante des pieux forés avec une estimation empirique des tassements seront un guide pour les ingénieurs de la D T P afin de pouvoir prendre des décisions adéquates concernant ce projet.

Mots clés : barrage de Tabellout, le viaduc, la faisabilité, géologiques, géotechniques.

ملخص

في إطار مشروع سد تابلوط قررت إدارة الإشغال العمومية إنجاز مشروع فني متمثل في جسر بطول 1200م لتعويض المقطع التي ستغمرها مياه السد من الطريق الوطني رقم 77 .

الهدف من هذه الدراسة هي تحديد مدى إمكانية إنجاز الأساسات الخاصة بهذه الجسر في إطار دراسة تقنية تخص البنية التحتية لهذا المنشأ الفني و عليه تم العمل باعتبار طبيعة التربة و كذلك بافراح عدة متغيرات فيما يخص الإبعاد الهندسية لهذه الأساسات (العمق و القطر).

المذكرة تحتوي بالأخص على قمتين هامتين و متكاملتين وهما جيولوجيا الموقع و الجيوتقنية حيث إن حساب قوة تحمل الأساسات العميقة مع حساب قيمة الهبوط تعبر معايير تام لان تساعد مهندسي إدارة الإشغال العمومية في أخذ القرارات الصحيحة و الملائمة فيما يخص هذا يخص المشروع الفني.

الكلمات المفتاحية :

جسر ، سد تابلوط ، جيولوجية، و جيوتقنية

Abstract:

As part of the realization of the future dam Tabellout, it was decided to build an overpass 1200 m long. It will be to replace and final deflection of a section of the national road 77 will be immersed by water dam future.

The purpose of this work is to verify the feasibility of the foundations in order to provide alternatives to the service of the DTP. Variables influence our choices are the lithological nature of the site, the geometry of the proposed foundations (sheets and diameters) and the practicality of achieving these foundations.

The study contains two main complementary parts, one for the other to know the site geology geotechnical t. A calculation of bearing capacity of bored piles with an empirical estimate of settlement will be a guide for engineers DTP in order to make appropriate decisions regarding the project.

Key words: dam Tabellout viaduct, the feasibility, geological, geotechnical

Introduction générale

La conception des ouvrages d'art 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 aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges - permanentes, et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

Dans le cadre de la réalisation du futur barrage de Tabellout, il a été décidé de la construction d'un viaduc (viaduc 1200m) qui aura pour objet le remplacement et la déviation définitive du tronçon de la RN 77 qui sera inondé une fois à la mise en œuvre du barrage lancé.

Dans le cadre de ce travail, nous essayerons de faire une étude de terrain sur tous ses aspects et son aptitude à recevoir cet ouvrage. Notre démarche portera les méthodes de reconnaissances géologiques, géomorphologiques, hydroclimatologiques et géotechniques d'une part et sur les modes de conception et de calcul de l'autre.

Notre présent étude est proposé dans le but d'approfondir nos connaissances sur les propriétés géologiques et géotechniques des lieux de l'implantation du projet et de proposer les solutions les mieux adaptées aux conditions et données du terrain.

Pour mener à bien ce travail nous avons jugé utile de procéder comme suit :

- ❖ Une consultation des travaux et des études géologiques antérieures tout en se basant sur les caractéristiques pétrophysiques et géomécaniques des terrains.
- ❖ Une consultation des documents et traitement de données relatifs à l'hydroclimatologie de la région
- ❖ Une mise au point, une analyse et interprétation des données géotechniques de laboratoire de (L.T .P.E) de Jijel et l'entreprise (E.N.G.O.A).

Après cette introduction générale, et un premier chapitre, dans le quel nous présenterons d'un point de vue global notre région d'étude, le présent travail sera divisé en deux parties:

- **Première partie** : renfermant l'étude géologique de la région, elle traitera des traits relatifs à la géologie locale et celle du site, un aperçu sur la sismicité et la tectonique de la région sera ici donné, dans cette même partie seront traités les données relatives à l'hydroclimatologie, une conclusion relative aux points traités viendront clôturer cette partie d'étude.
- **Deuxième partie** : elle est purement géotechnique concernera les calculs des fondations (charges limites, nombre des pieux et le tassement ...etc), tous cela sera résumé d'une conclusion.

Au terme de notre travail une conclusion générale et des recommandations seront donnés.

Chapitre I : Généralité

I. Cadre géographique :

I.1. Situation et limites géographique :

Notre site est situé à Texenna, c'est une commune de la wilaya de Jijel située à 22 km au sud- Est de Jijel.

Ses coordonnées LAMBERT sont :

-Longitude : 776-778.

-Latitude : 377-379.

Texenna est desservie par la RN 77 qui traverse le territoire de la commune et qui relie Jijel à Sétif et Mila.

Le site étudié est localisé sur l'axe routier Texenna-Djimla.il est représenté dans les figures I.01(a) et photo I.01(b).

L'objet de notre étude est représenté par un futur viaduc qui traverse l'oued Djendjen.



Figure. I.01 (a) : Localisation du site d'étude sur la carte topographique Texenna 1/25000.



Photo. I.01 (b) : Localisation du site d'étude sur photo satellitaire (google earth).

I.2. Climat :

La wilaya de Jijel comme celle de tout le littoral algérien est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux et doux en hiver, chaud et humide en été. La région d'étude reçoit deux jours de neige par an en moyenne

Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent et sont de direction (NNW-SSE).

I.3. Végétation :

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale assez dense. Cette dernière est 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 peuplées essentiellement de chêne-liège, du chêne-zen, des broussailles, et autres arbres fruitiers.

En général, ce potentiel forestier confère à la région une vocation agricole et forestière.

I.4. Réseau hydrographique :

Le principal cours d'eau traversant la région d'étude est l'oued Djendjen, cette dernière est caractérisée par un réseau hydrographique très dense (Figure. I.02(a) et figure I.02(b)).

Ce réseau est représenté par des différents drains, qui alimentent les principaux Oueds de la région.

L'étude du réseau hydrographique et son adaptation a la structure nécessite une parfaite connaissance des caractères morpho métriques du bassin et du tracé de l'Oued et de toutes ces modalités de drainage.

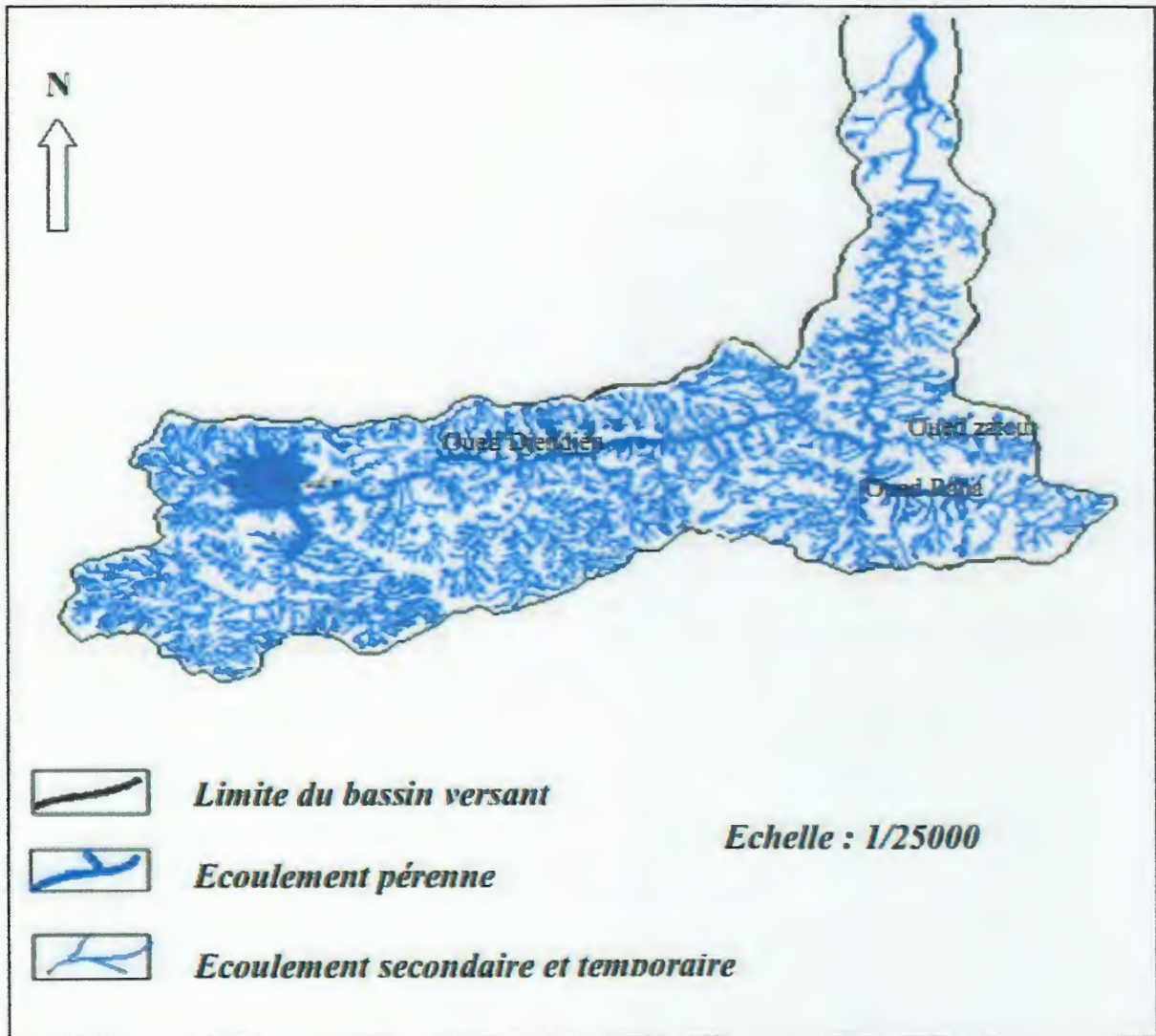


Figure. I. 02. (a) : Chevelu hydrographique (In Tekkouk 2005).



Figure. I.02 (b) : Bassin moyen de l'Oued Djendjen (In Tekkouk 2005).

I.5.Topographie et morphologie du site :

L'examen de la carte topographique de la région d'étude, fait apparaitre que la commune de Texenna est caractérisée par des pentes fortes, elle appartient à la zone des monts au sud de Jijel.

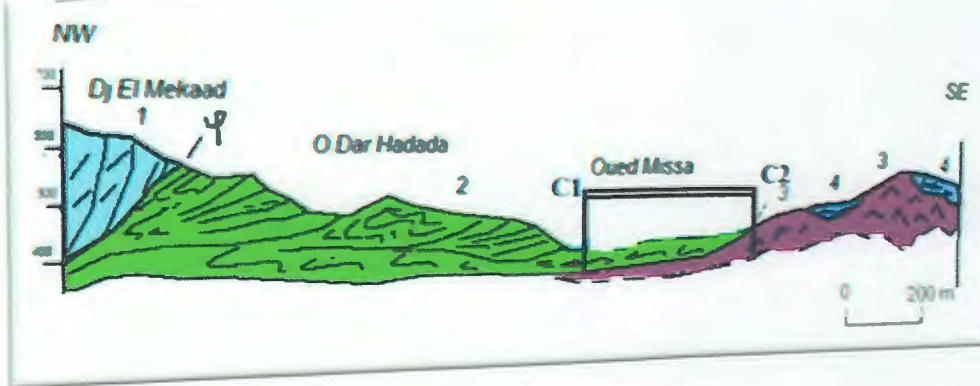
I.6.Réseau routier :

Suivant les données du ministère des travaux publics, la wilaya de Jijel est caractérisée par un réseau routier relativement dense et maillé (figure.I.03). Le développement économique et touristique de la wilaya est lié directement à ce réseau. Le viaduc en projet répond à cet esprit de développement de la wilaya.



Figure. I.03 : Carte synoptique des routes de la wilaya de Jijel (Agence Nationale des Autoroutes).

Chapitre II : contexte géologique



I. Géologie régionale et cadre structural:

La région de Jijel appartient à l’orogène alpin périméditerranéen (chaîne des maghrébines), partie intégrante de la Petite Kabylie occidentale. Cette région montagneuse fait partie des chaînes côtières de l’Est Algérien qui s’étend de Filfila (Skikda) à l’Est jusqu’à la chaîne des Babors à l’Ouest sur plus de 150 Km, et 50 Km du Nord au Sud, voir Figure. II.2.

Elle est caractérisée par une structure de nappes de charriages empilées. Du nord au sud on distingue :

- Un compartiment structural supérieur formé du socle kabyle et les nappes gravitaires qu’il supporte : l’OMK, les olistostromes , et les dépôts post nappes.
- Un compartiment structural inférieur constitué par les nappes de flyschs et les nappes telliennes Figure. II.1.

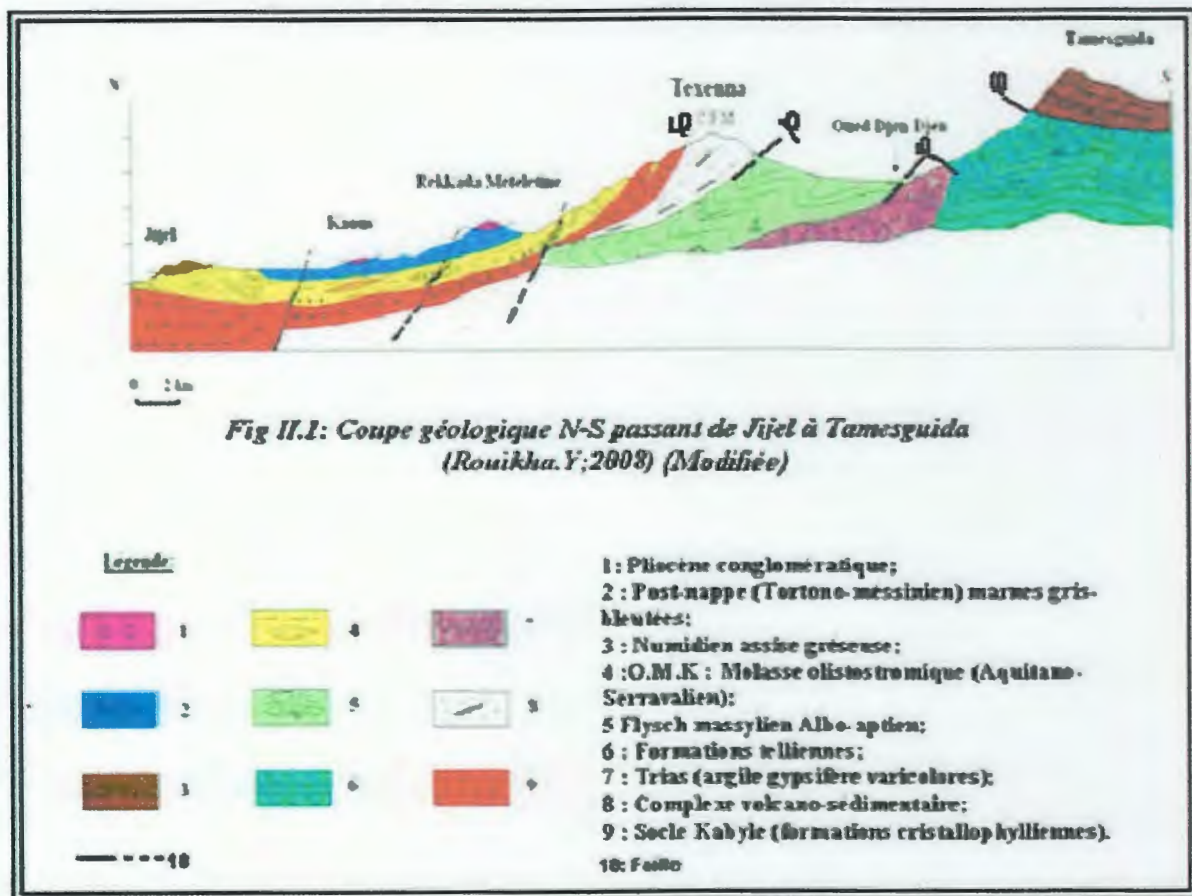


Figure. II.1 : Coupe géologique N-S passant de Jijel à Tamesguida (Rouikha.Y ; 2008) (Modifiée par : Kherrouba.H)

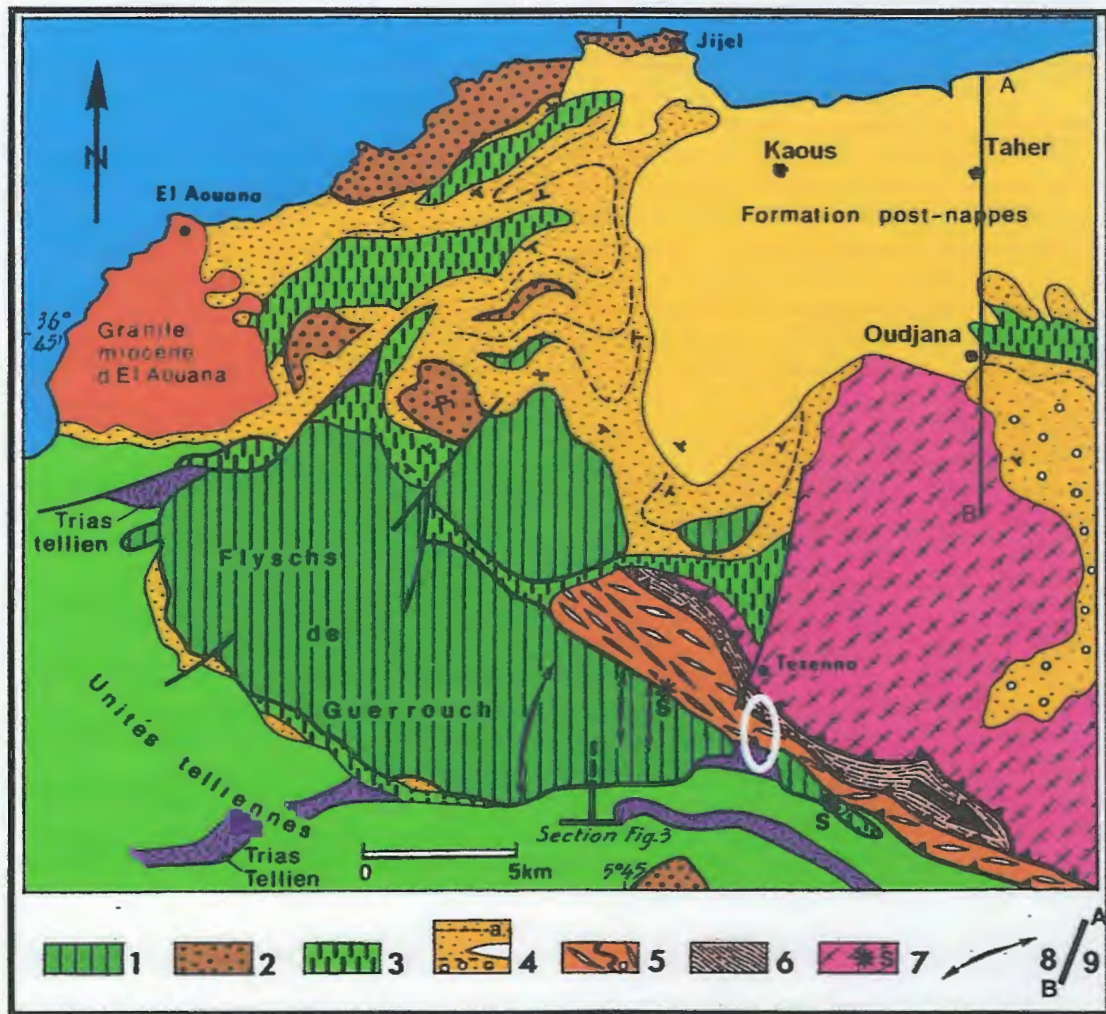


Figure.II.2. : Esquisse géologique de l'extrémité de la Petite Kabylie

(Andrieux et Djellit, 1989) légèrement modifiée.

Légende : Unité supra-kabyle : 1-nappe de Guerrouch ; 2-numidien ; 3-unité du flysch dissocié ; 4-Oligo-miocène kabyle (a, stratification ; b, olistolite majeur). Unités infra-kabyle : 5-unité du Flysch schisto-gréseux (a, Cénomano-Turonien) ; 6-unité volcano-sédimentaire (la flèche dans cette unité indique la direction de cisaillement) ; 7-socle Kabyle (S, copeaux de socle à la base des unités supra-Kabyles) ; 8-plies N-S dans la nappe de Guerrouch ; 9-Trait de coupe AB.

I.1. Cadre géologique local :

Dans la région de Texenna les formations représentées à l'affleurement dans figure .II.03 peuvent être résumées comme suit :

- Les formations quaternaires.
- Les formations Albo-Aptien du flysch massylien.
- Les formations telliennes.
- Les formations évaporitiques du Trias.
- Les formations du complexe volcano-sédimentaire de Texenna.
- Les formations cristalloylliennes du socle Kabyle.

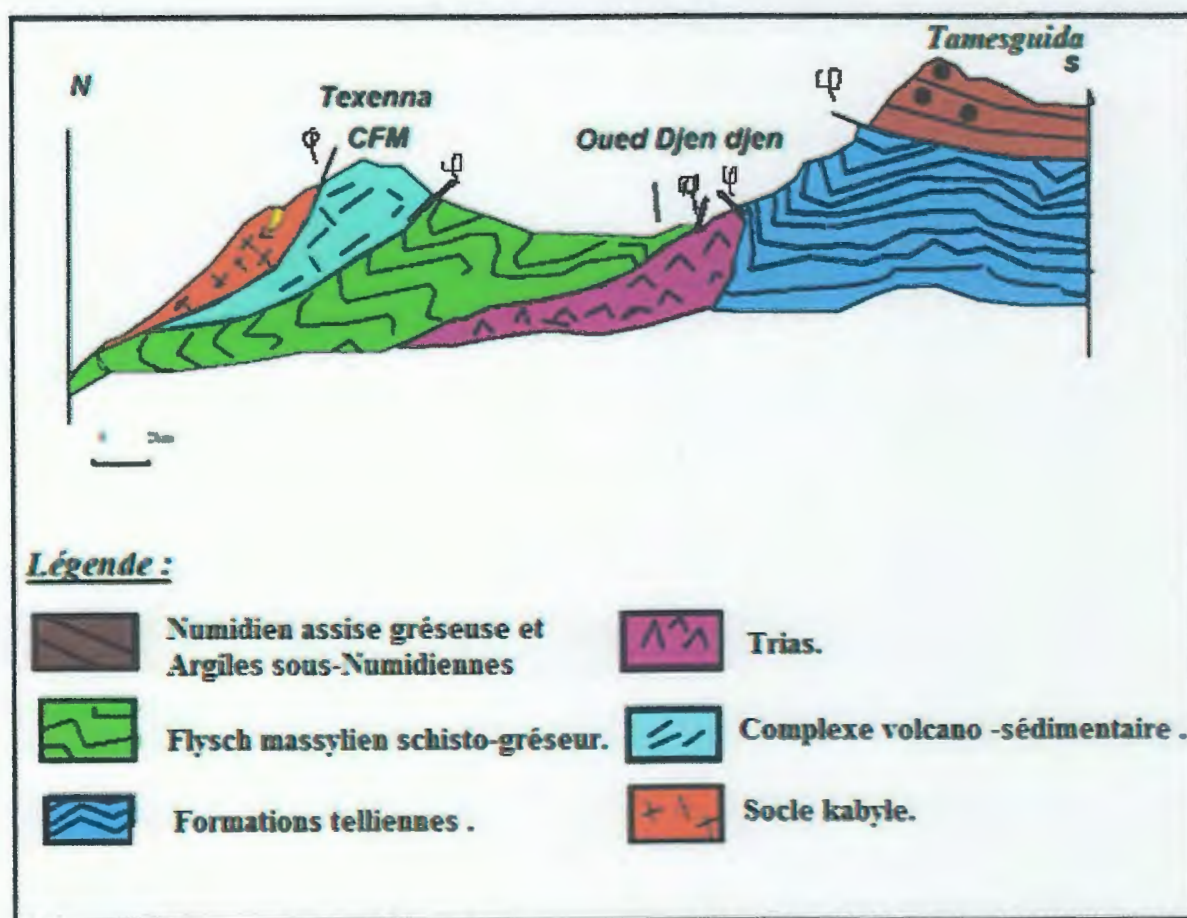


Figure. II.3 : Coupe géologique N-S de la région étudiée

Réalisée par : Rouikha .Y-modifiée par Zehani .N.Baabaa .I.

II. Géologie du site :

Le site retenu pour la réalisation du viaduc de Tabellout est situé dans la vallée de l'oued Missa à 4 km au Sud de Texenna sur La RN 77 au point kilométrique (PK0+276). Le projet du viaduc long de 1200 m doit relier la rive gauche de l'oued Missa à la rive droite.

II.1.Lithologie des formations locales :

II.1.1. Flysch massylien :

La culée 1 (rive gauche) sera implantée dans les terrains du flysch massylien .

Dans cette région les termes affleurant sont constitués de :

- ✓ **L'Albo-Aptien** : représenté par la série schisteuse épimétamorphisée à dominance argileuse schistosée noire débitée en feuillets et à structure chaotique. Voir Photo II.1.

On note quelques passées de grès quartzitiques bruns à convolutes de taille allant du centimètres au décimètres.

- ✓ **Le vracono-cénomaniien** : constitué de phtanites noires très durs à cassure losangiques tranchantes.



Photo .II.1 : Culée reposant sur le flysch Albo-Aptien.

II.1.2. Trias :

C'est sur les formations triasiques que reposera la culée 2 (rive droite) du futur viaduc. Voir Photo. II.2.

Notons que la culée 2 où la culée qui sera implantée sur les formations triasiques risque probablement avoir des problèmes de stabilité vu le fait que de part leur nature les formations triasiques (argiles gypsifères, argiles lie de vin, grés roux, formations bréchifiées) sont donc solubles en majeure partie dans l'eau,

Le gypse (ou formations triasiques) est une espèce minérale composée de sulfate dihydraté de calcium de formule $[\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]$. Le mot gypse désigne ainsi à la fois une espèce chimique et une roche.



Photo. II.2: Photo illustrant un effondrement du Trias des environs immédiats de l'implantation de la deuxième culée du viaduc (Kherrouba.H)

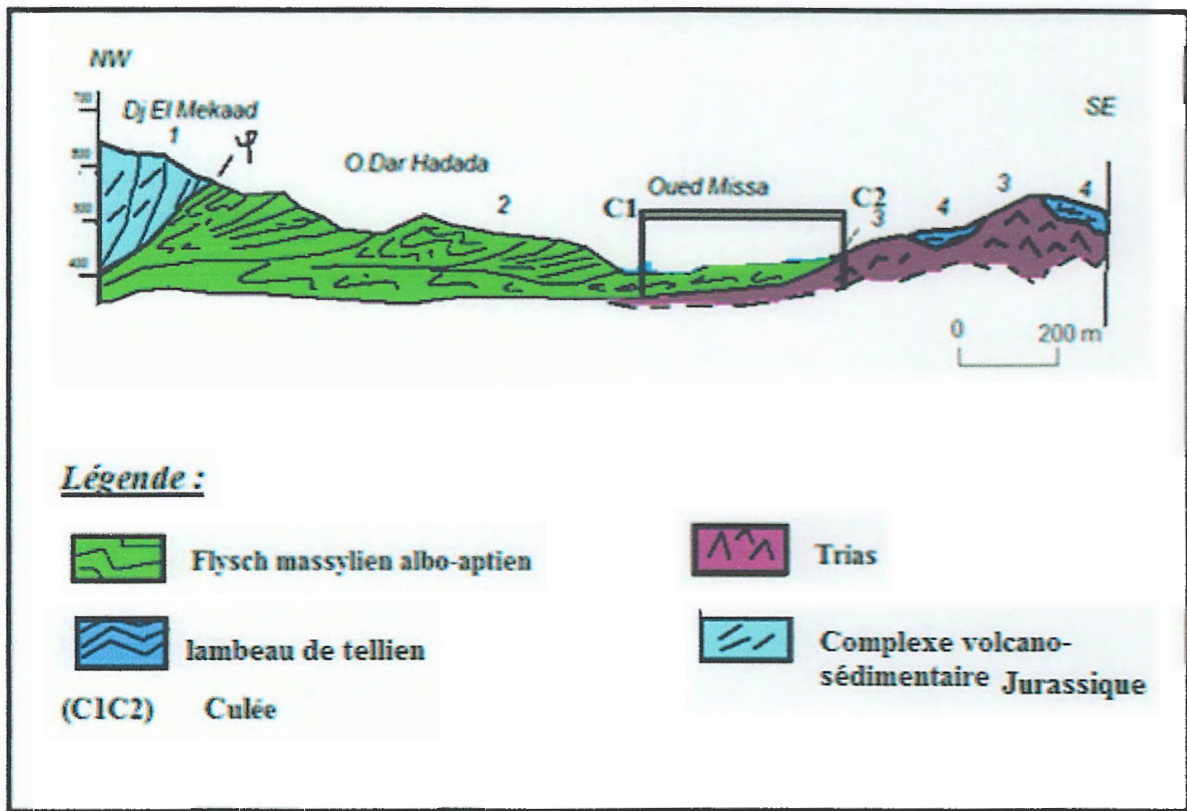
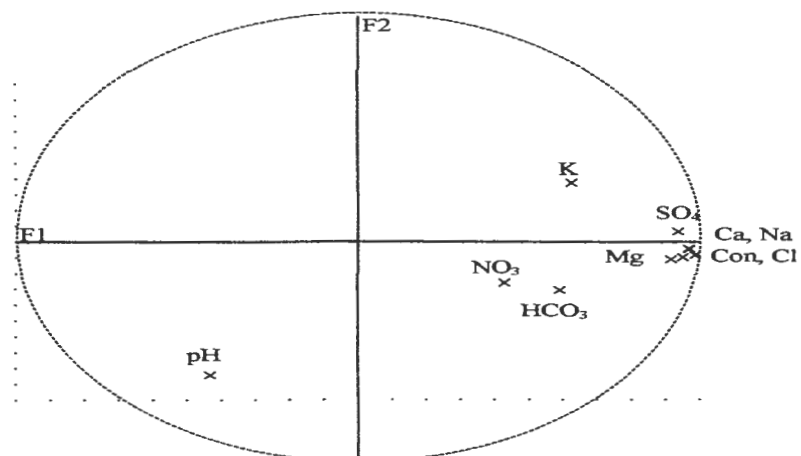


Figure. II.4 : Coupe géologique locale passant par le site du projet

Réalisée par : Rouikha .Y-modifiée par Zehani .N.Baabaa .I.

L'analyse chimique des eaux effectuées a Oued Missa par M.Tekkouk en 2005 lors de ses travaux de recherche intègre 12 observations correspondant aux résultats d'analyses des mois de l'année 1986 / 87 à Oued Missa.

Figure.II.5 : Cercle des corrélations
A.C.P. Oued Missa



« Le facteur (F 1) , de part ses différentes corrélations ($> 0,9$) peut être considéré comme l'axe de la salinité , il représente essentiellement la minéralisation de l'eau en calcium , sodium , chlorures , et , sulfates . Cette minéralisation est liée au trias salifère. L'axe F 1 peut donc être interprété comme étant le « facteur trias ».

Le deuxième facteur (F 2) moins important en informations, et qui exprime 10,5 % de la variance totale, est déterminé par une corrélation négative mais bonne (saturation - 0,84) avec le pH. Nous retrouvons ici, l'importance de la valeur du pH (proche de 8) exprimé par M. Meybeck (1984) pour les bassins évaporitiques et carbonatés. »

Vu ce qui vient d'être expliqué concernant les formations triasiques (gypse) et les échanges qu'auront à jouer les eaux avec ces dernières, les sérieux risques peuvent atteindre les fondations de la culée 02, parmi ces risques :

- ✓ L'instabilité de fondation de la culée.
- ✓ L'agressivité des eaux chargées sur le béton et le fer.

III. Tectonique:

III.1. Tectonique de la région étudiée :

Le site du viaduc est affecté par de grands accidents tectoniques d'ampleur régionale qui se sont manifestées par des failles et des chevauchements, on peut citer quelques failles (figure. II.06) :

- Les failles de direction E-W.
- Les failles de direction N-S
- Les failles de direction NW- SE.

Les mesures effectuées au niveau des plans de failles sont comme suit :

- Les failles de direction N 10 E
- Les failles de direction N 110 E
- Les failles de direction N 146 E
- Les failles de direction N 100 E

L'activité tectonique a un jeu continu dans le temps affectant aussi bien les formations du substratum que les formations de la couverture.

Cette tectonique est surtout bien visible dans les formations au niveau de l'oued Missa. La distribution spatiale du réseau hydrographique (oued Djedjen) est un indice sur la présence des linéaments qui fait de l'interaction qui puisse existe entre les tectoniques actives et les mécanismes de l'érosion accélérée.

Les linéaments sont des alignements rectilignes plus ou moins courbés qui apparaissent dans les reliefs.

Les linéaments correspondent selon plusieurs auteurs à des structures et des formes géologiques et géomorphologiques multiples qui sont :

- Des failles, des flexures, et des plis.
- Les traces de structures profondes (failles de socle, les plis profonds).

Ce réseau peut fournir des renseignements intéressants sur la nature de la structure morphologique de la zone d'étude.

Les principaux types de roches et formes tectoniques peuvent se reconnaître en effet aux tracés spécifiques de réseaux hydrographiques. Les résultats ainsi obtenus restent notamment significatifs dans la phase relative au déchiffrement des linéaments dans les formations de tertiaire.

Donc la tectonique a énormément joué dans le tracé des cours d'eau, les failles de leur côté ont guidé et orienté l'hydrographie.

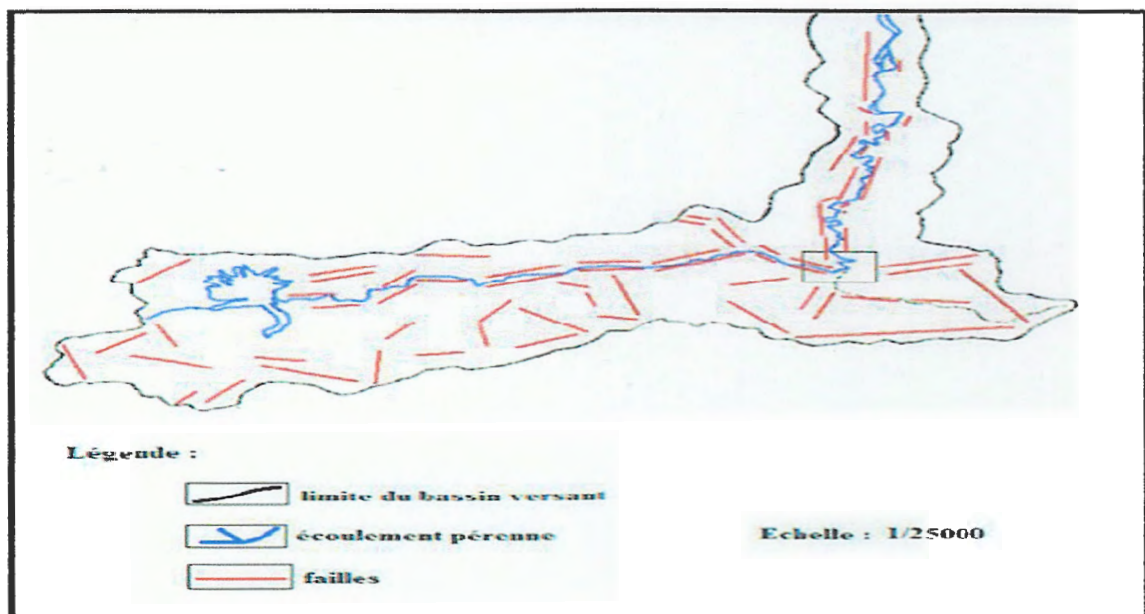
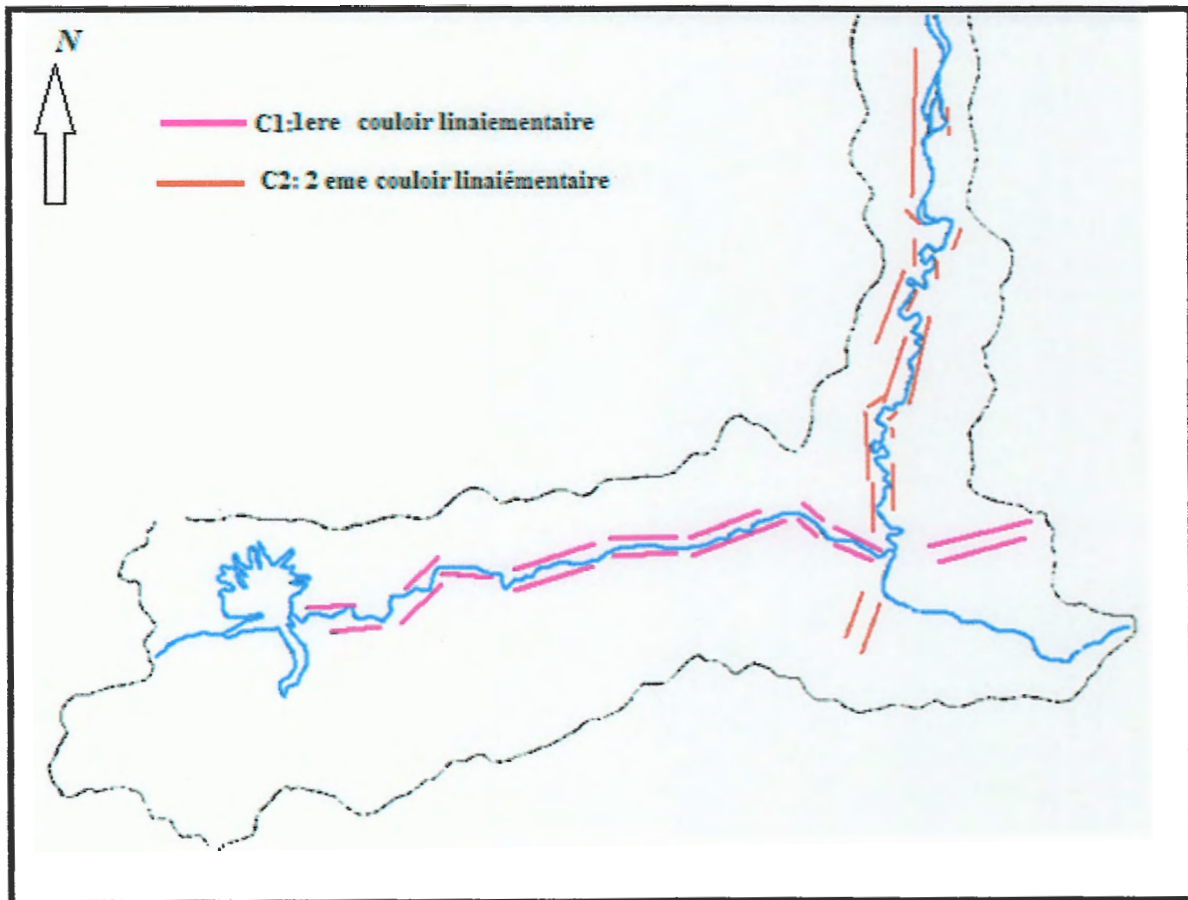


Figure .II.6 : Carte des linéaments du bassin versant de l'oued Djedjen
(In Tekouk 2005)



*Figure. II.7 : Des couloirs linéaires du bassin versant de l'oued Djendjen
(In Tekouk 2005)*

- ✓ **Les couloirs linéaires :** Ce sont surtout les linéaments qui ont une trace limitée par une ou plusieurs satellites parallèles ou subparallèles, l'ensemble de ces traces forment un couloir linéaire.

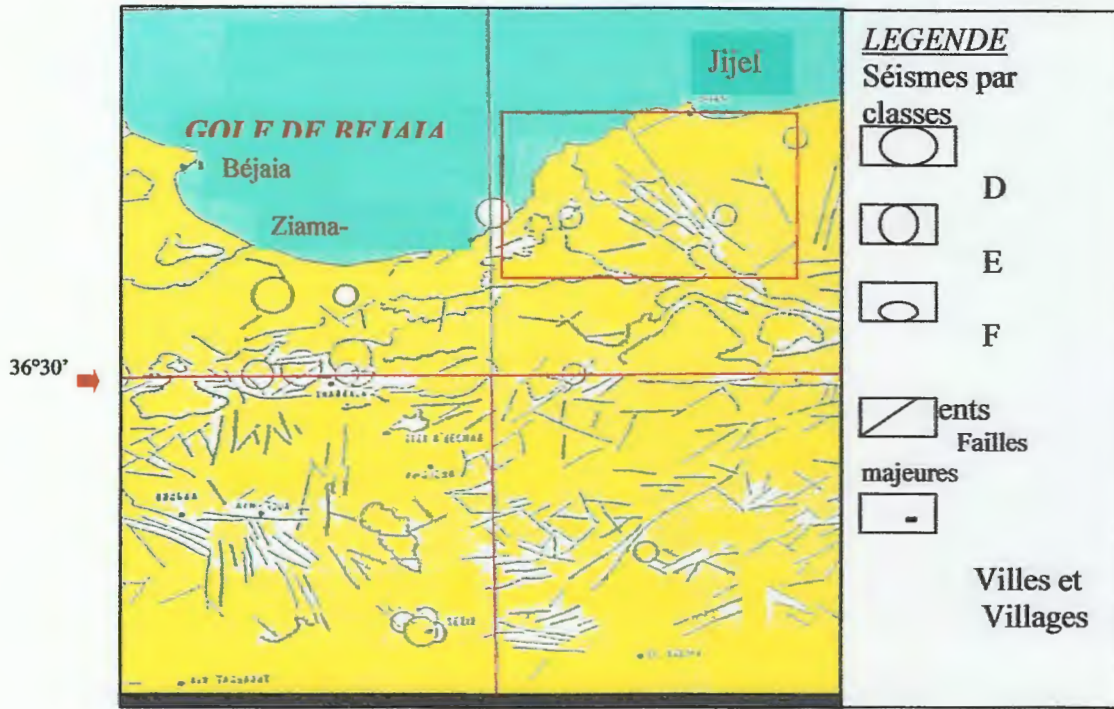


Figure.II.8: Contexte sismo-tectonique de la région Jijel – Bougie (C.R.A.A.G ; 1971).

III.2.Sismicité de la région:

La tectonique active de l'Algérie est localisée au nord du pays, essentiellement dans le tell, région-frontalière entre les plaques africaines et Eurasienne où la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle de ces deux plaques se traduisant par la fermeture progressive des bassins et par la poursuite de l'édification de la chaîne.

Ce contexte géodynamique régional a engendré un ensemble de structures tectoniques sismogènes fortement exprimées dans certaines zones de tell comme l'atteste la fréquence des séismes qui ont été enregistrés en territoire algérien, dans le passé récent.

D'après la carte de zonage sismique du territoire national algérien-figure II.9, présentée dans le document technique Réglementaire DTR RPA (Règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'art-RPA2008), publié par le Ministère des travaux publics, on constate que le site du projet se situe dans la zone IIa, c'est-à-dire, dans une zone de risque sismique moyen.

Le présent ouvrage est classé important : le coefficient d'accélération applicable au site a pour valeur 0.2.g – Tableau. II.1.

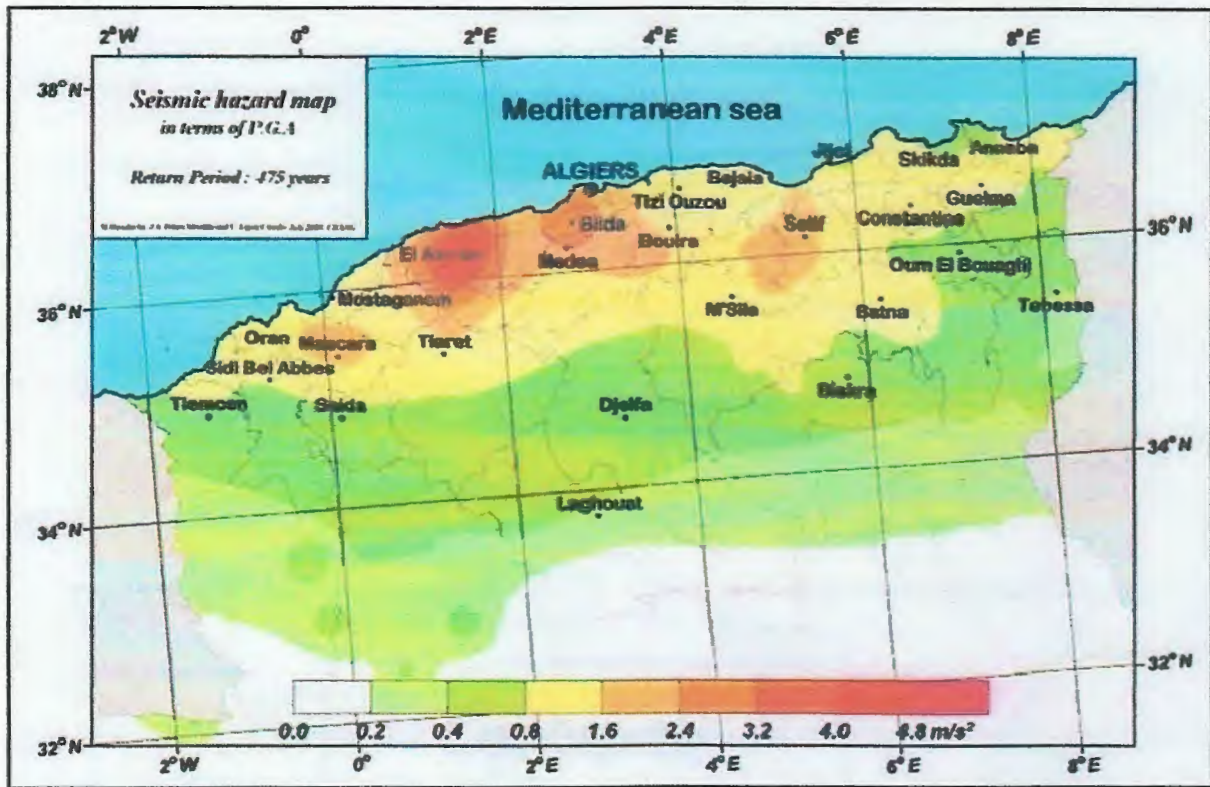


Figure II.9 : Carte de la Règle zonage sismique du territoire national-règlement parasismique Algérienne RPA applicable au domaine des ouvrages d’art –RPA2008

Tableau. II.1 :Coefficient d’accélération de zone (RPOA, 2008)

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Selon RPOA2008, les valeurs moyennes des caractéristiques mécaniques des terrains relatives au site vis-à-vis des actions sismiques sont données dans le rapport géotechnique de l’E.N.G. O.A.

Chapitre III : géomorphologie et hydroclimatologie



I. Situation géographique :

Le bassin versant de l'oued Djendjen est situé au Nord – Est de la wilaya de Jijel, il appartient au grand bassin versant côtiers Constantinois Ouest, Il couvre une superficie égale à 530 km².

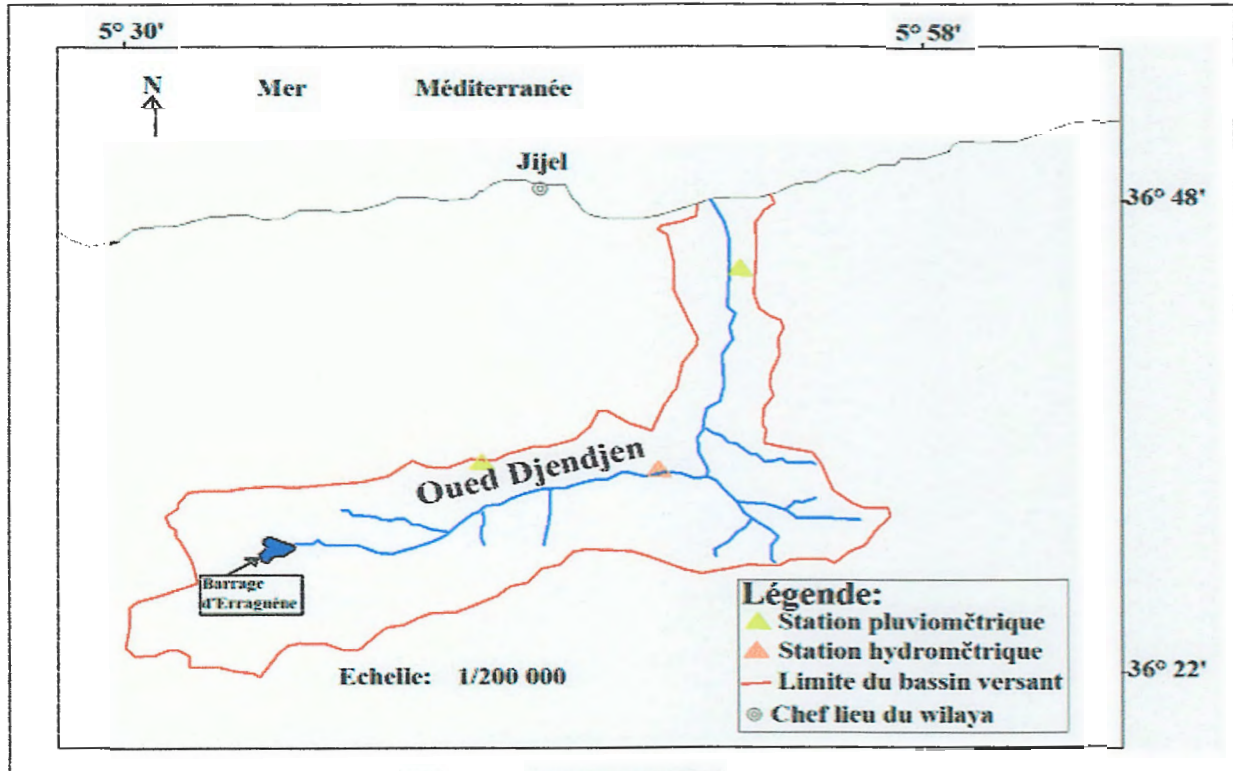


Figure.III.1 : Carte des limites du bassin versant du Djendjen.

II. Généralités sur l'oued Djendjen :

L'oued Djendjen s'étale sur une longueur de 92.2 km de longueur. Il démarre selon une direction Ouest-Est d'Erraguène à l'oued Missa, il devient Sud-Nord à partir des gorges de Tabellout Djebel Draa-El Fartassa jusqu'à la mer. Il traverse la chaîne Numidique jusqu'à Tabellout avec une direction Ouest-Est Figure. III.2.

Le bassin versant de l'oued Djendjen résulte de la jonction de divers cours d'eau parmi lesquelles nous citons :

- 1- L'oued Bahar, (la partie amont du bassin), Agoug et Kendoulia .
- 2- L'oued Reha, qui continue jusqu'à la mer.

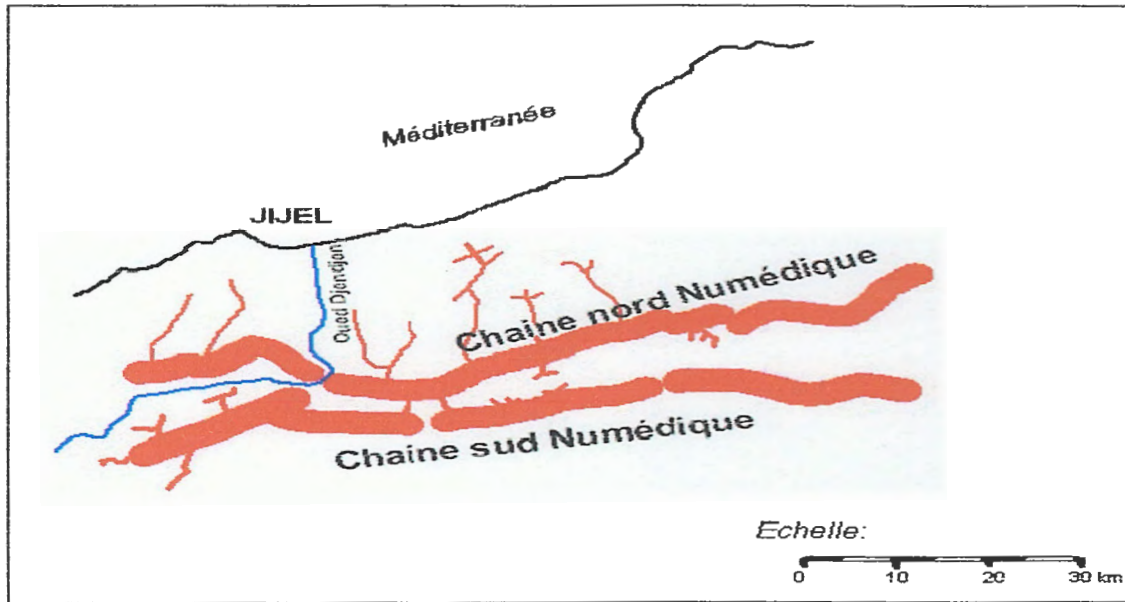


Figure. III.2 : Situation de l'oued Djendjen par rapport aux chaînes nord et sud numidiques
(In Tekkouk 2005)

III. Morphologie :

L'examen de la carte topographique de Texenna montre que le bassin versant de l'oued Djendjen est entouré par des monts dont l'altitude varie de 226 mètres à 1992 mètres. A l'arrière du bassin versant, le massif des Babors, s'élève de façon abrupte, jusqu'à 2004 mètres d'altitude. Cette chaîne montagneuse présente un relief très accidenté, compartimenté par des gorges profondes, empruntées par les oueds Figure.III.3.

III.1. Les reliefs :

La topographie présente un double aspect, du à l'opposition de deux versants bien distincts, Les différences entre ces deux secteurs sont d'ordre morphométrique et lithologique. Les dénivellations y sont fortes et varient entre 300 et 1700 m. Elles sont également marquées par des pentes raides. La vallée et l'oued Djendjen sont profondément encaissés dans ce paysage méditerranéen montagneux aux formations géologiques très variées.

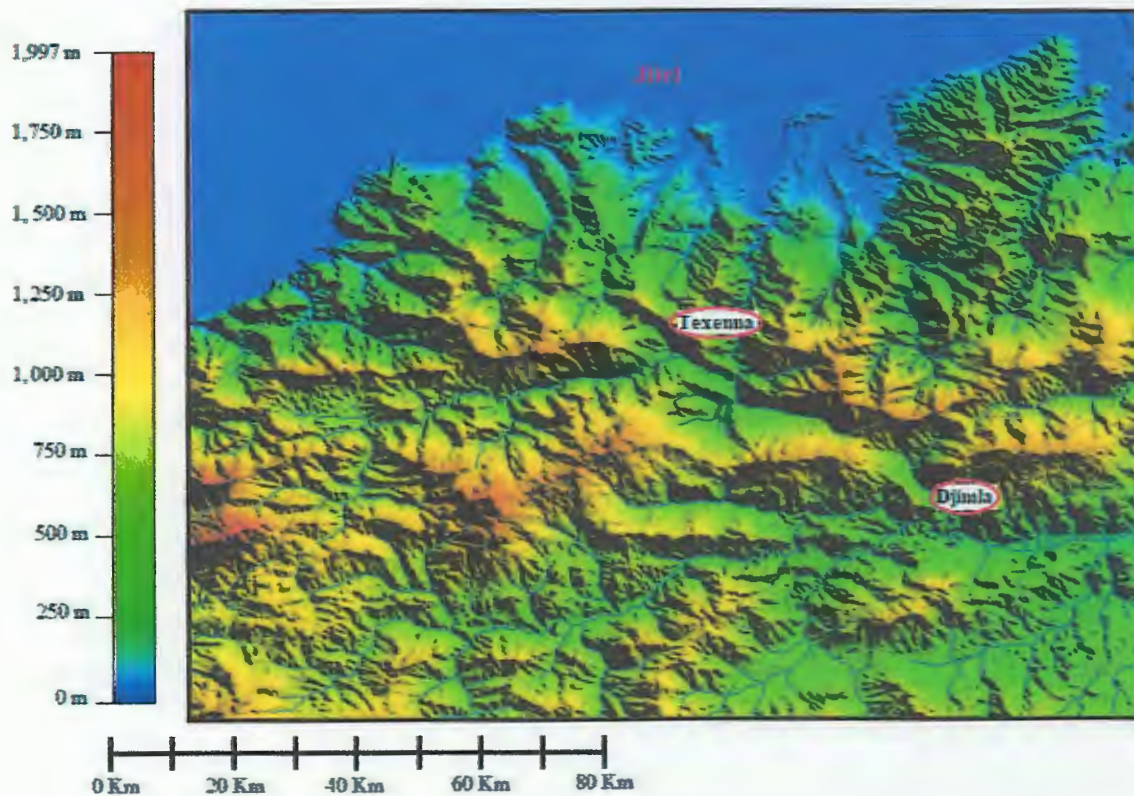


Figure.III.3 : Carte des reliefs de la région d'étude.

III.2.Le réseau hydrographique :

L'étude du réseau hydrographique et son adaptation à la structure, nécessitent une parfaite connaissance des caractères morphométriques du bassin, du tracé de l'oued, et de toutes ses modalités de drainage.

III.3.Subdivision du réseau hydrographique :

Notre région d'étude située au bassin moyen, le bassin versant de l'oued Djendjen résulte de la jonction de divers cours d'eau.

Il prend sa source à 1992 m d'altitude sur le flanc Nord des Babors orientaux. A partir de Tabellout, il change de direction et devient Sud-Nord et ce jusqu'à la mer.

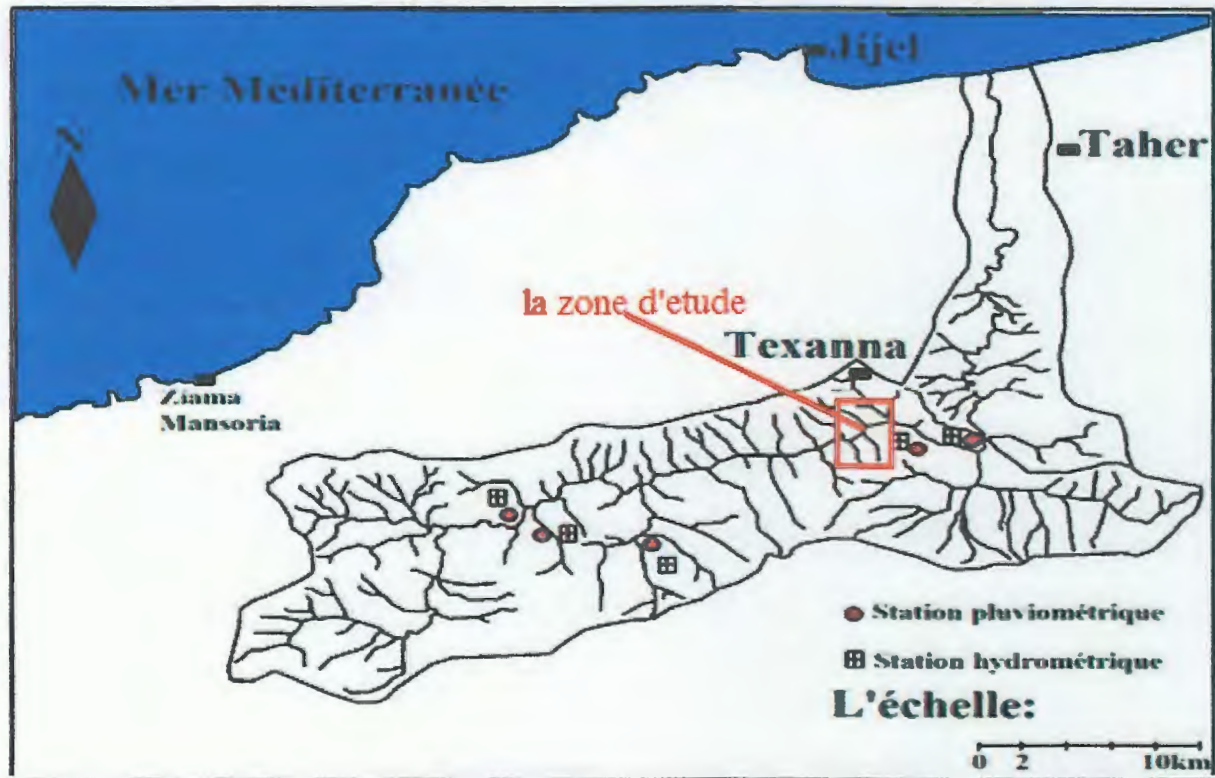


Figure.III.4 : Situation du bassin moyen de Djendjen.
(In Tekkouk 2005)

Tableau .III.1 : Densité de drainage du bassin moyen.

Bassin	Densité de drainage total DdT(Km/km ²)	Densité de drainage permanent Ddp(Km/km ²)	Densité de drainage temporaire DdT(Km/km ²)	DdP/DdT en (%)	DdP/DdT en (%)
moyen	2.4	0.78	1.6	32	67

IV.Hydroclimatologie :

IV.1.Introduction :

L'étude hydroclimatique est primordiale dans toute étude géologique, hydrogéologique et même géotechnique puisqu'elle permet l'estimation quantitative des ressources en eau disponibles et d'avoir une idée globale sur le régime hydrologique.

Les conditions climatiques plus que d'autres facteurs jouent un rôle déterminant dans le régime des cours d'eau, des écoulements de surface et de profondeur.

L'Hydroclimatologie définit les caractéristiques des eaux de la surface. La pluviométrie demeure à cet effet l'élément le plus important.

L'établissement d'un bilan hydrologique est nécessaire pour le fonctionnement d'un système hydraulique de surface implique la connaissance des paramètres suivants : les précipitations, les températures l'évapotranspiration, l'infiltration et le ruissellement qui conditionnent ce bilan. L'étude hydroclimatique que nous allons mener avec l'exploitation des données disponible débouchera sur le calcul du bilan hydrologique de la région étudiée.

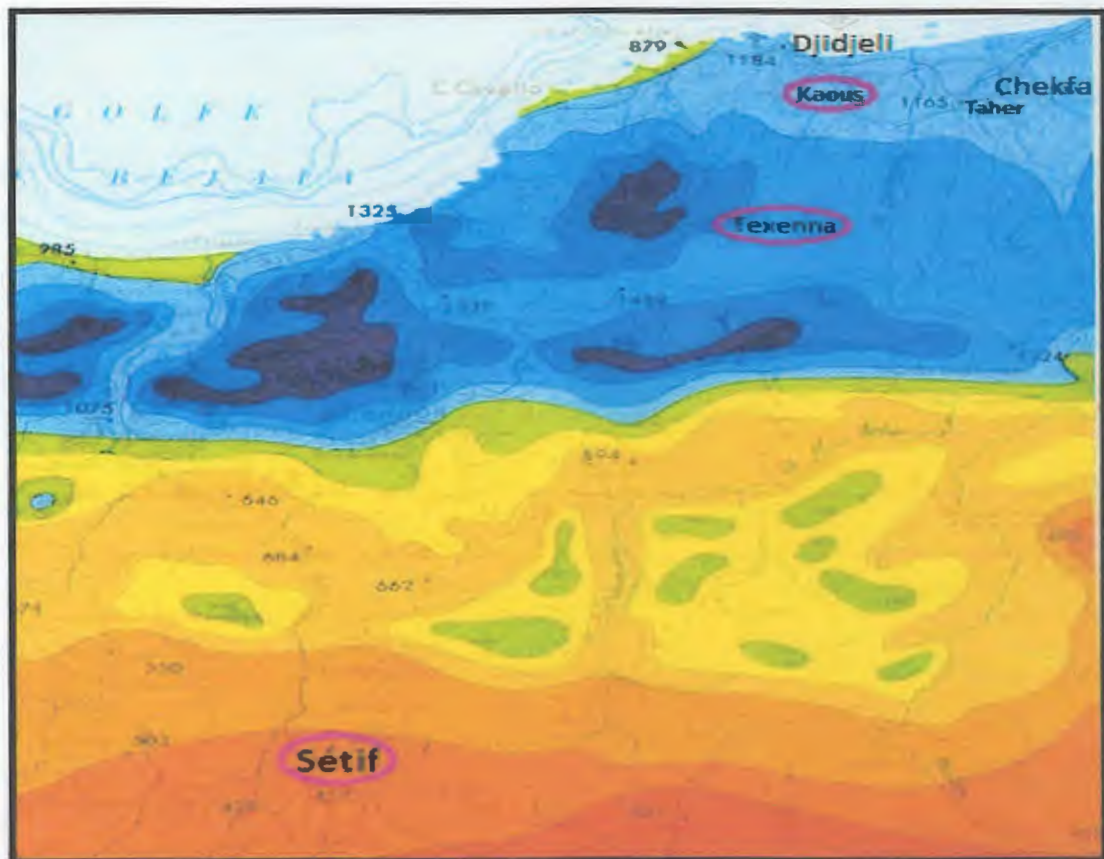
IV.2. Analyse des paramètres climatiques :

IV.2.1. Aperçu général sur le climat :

Le caractère important sur le climat Algérien est sans aucune doute la variation de la répartition des précipitations et des températures. Cette variation est fonction des influences méditerranéennes et sahariennes et des irrégularités topographiques, l'altitude et l'orientation des chaînes montagneuses de l'atlas tellien et saharien. Ces derniers jouent le rôle des barrières en face des vents désertiques du Sud, cependant l'influence des vents chargés d'humidité venant du Nord subsiste.

En ce qui concerne la région de Jijel qui fait partie du littoral Est Algérien, le climat est de type méditerranéen. Il est caractérisé par une période hivernale douce et humide, caractérisée par une pluviométrie élevée, suivie d'une période estivale chaude.

La région Texanna (Tabellout) est assez riche en ressources hydriques, elle est caractérisée par des précipitations fréquentes et irrégulières, les précipitations se manifestent surtout en hiver .La neige ne fait que de rares apparitions sur les sommets élevées de la région (monts de Texenna).



Légende :



Figure. III.5 : Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord Au 1/500 000 (ANRH, 1993)

IV.2.2. Analyse des paramètres climatiques :

L'étude hydroclimatologique porte sur l'analyse des paramètres déterminants, tels les précipitations, les températures de l'air, le vent, l'humidité relative et l'évaporation.

IV.2.2.1. Précipitations :

A l'échelle régionale, la carte pluviométrique de l'Algérie, montre une décroissance de la pluviométrie du Nord au 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 du pays :

Les précipitations annuelles dépendent également des régimes pluviométriques qui sont liée aux variations saisonnières, de la circulation atmosphérique générale (Hufty, A, 2001)

L'étude de la pluviométrie moyenne mensuelle et saisonnière a été établie à partir des séries de données allant du 2003 à 2013 de la station d' El-agrem .

Tableau III.2 : Moyenne mensuelles et saisonnières des précipitations

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Total
	S	O	N	D	J	F	M	A	M ^{AI}	J ^N	J ^U	A ^{UT}	
Précipitations station d'El-Agrem	85,7	113,45	149	193,43	159,13	163,7	115	99,8	49,14	17,38	1,03	12,05	1159,08
	348			516			264			30			
	30%			45%			23%			3%			

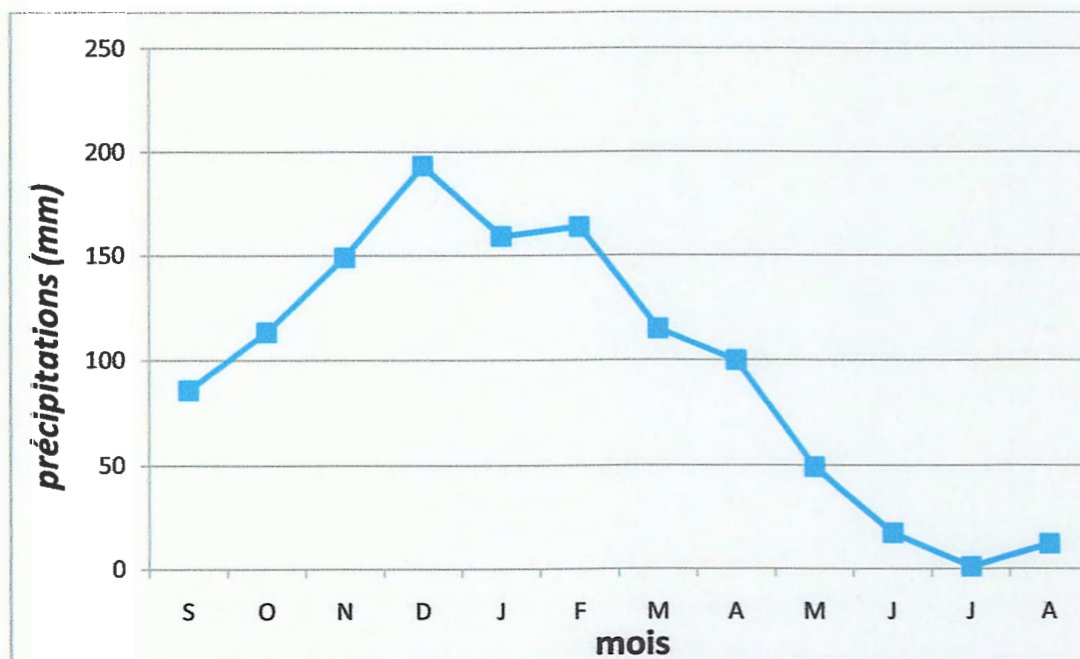


Figure. III.6 : Précipitations moyennes mensuelles (Station El-Agrem 2003-2013)

D'après le Tableau III.2 de répartition des précipitations moyennes mensuelles interannuelles (Figure. III.6), on constate que :

- La période humide s'étale du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril, par contre la période sèche se situe entre les mois de Mai et Septembre.
- Le mois de décembre reçoit le maximum de pluie avec **193 mm**.
- Le minimum de précipitations est observé au mois de juillet avec **1 mm**.

L'évolution des précipitations dans le temps est croit de Septembre à Décembre, et décroît de Janvier à Aout.

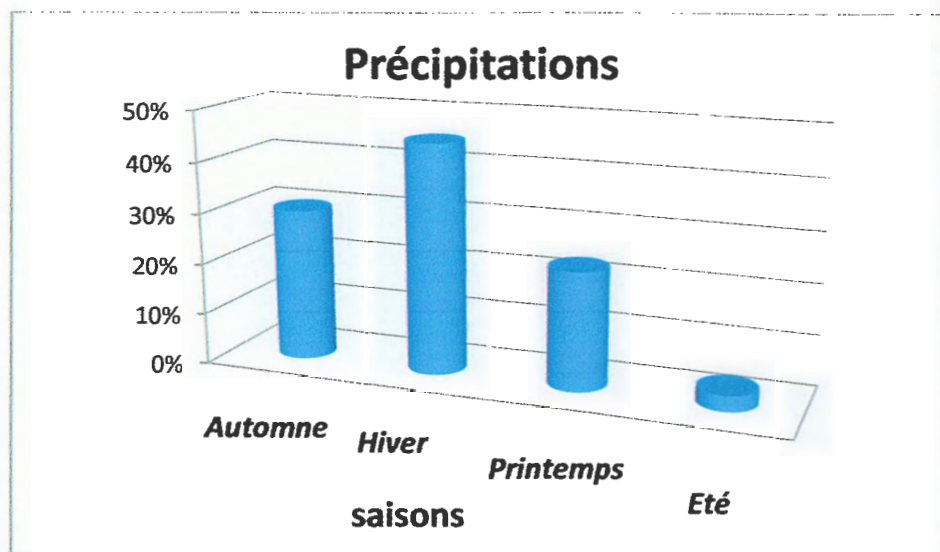


Figure. III.7 : Répartition saisonnière des précipitations

D'après le Tableau III.2 de répartition saisonnière des précipitations, on constate que la saison la plus pluvieuse est l'hiver avec des précipitations de l'ordre de **516 mm**, soit **45%**. Alors que la saison la plus sèche est l'été avec des précipitations de l'ordre **30 mm**, soit **3%** des précipitations totales.

IV.2 .2.2. Températures :

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 III.3 suivant représente les données de la répartition des températures dans la station d'El-agrem pour une série allant de 2003 à 2013.

Tableau. III.3 : Températures moyennes mensuelles

Saison Station	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Moyenne Annuelle (°C)
	S	O	N	D	J	F	M	A	M ^{AI}	J ^N	J ^{UI}	A ^{UT}	
Températures en °C Station D'El- Agrem	23	21	16	13	11	11	13	16	19	23	26	27	18
	20°C			12°C			16°C			25°C			

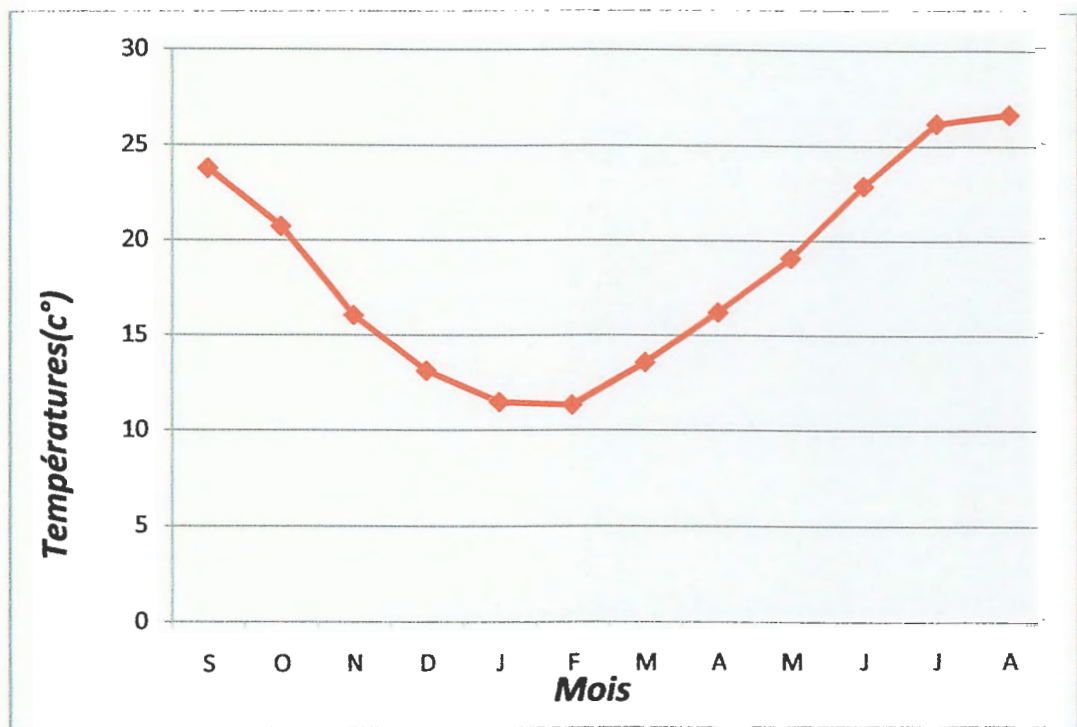


Figure.III.8 : Températures moyennes mensuelles (station d'El-agrem 2003-2013)

- Le maximum des températures est atteint au mois de Juillet avec **26 °C** et le minimum au mois de Janvier de **11°C**.
- La moyenne annuelle est de l'ordre de **18 °C**.

IV.2.2.3. Graphe Ombro-thermique :

Le graphe Ombro-thermique permet de déterminer les périodes sèches et humides d'une région d'étude.

Un mois sec est celui où le total des précipitations (mm) est inférieur ou égal au double de la température moyenne du même mois.

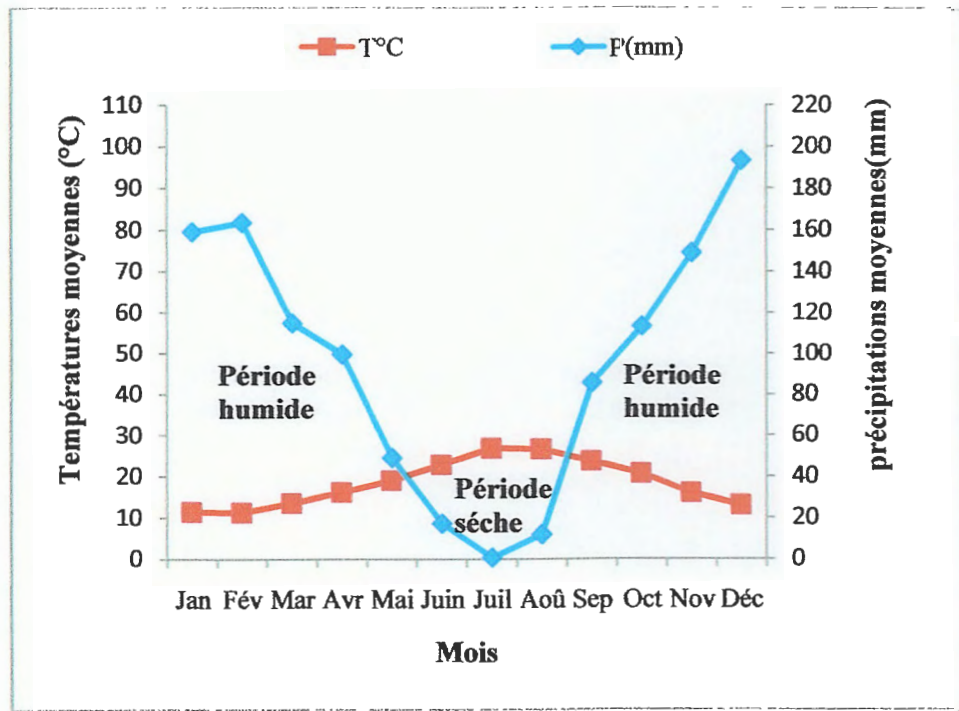


Figure. III.9 : *Graphe Ombro-thermique (station d'El-Agrem 2003-2013)*

D'après le graphique ombro-thermique (courbe pluvio-thermique) la période de sécheresse s'étale entre la fin de Mai et la mi-septembre.

IV.2.2.4. Bilan hydrologique :

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

- Evaporation réelle (ETR)
- Ruissellement(R)
- Infiltration dans le sous sol

L'équation du bilan hydrologique selon Thornthwaite s'exprime par la relation suivante (Remineras .G, 1999)

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

Avec :

P : précipitations moyennes annuelles en mm

R : Ruissellement en mm

I : Infiltration en mm

ETR : Evapotranspiration réelle en mm

Wa : variation des réserves (négligeable)

IV2.2.5 Calcul de l'évapotranspiration :

Une partie de l'eau qui pénètre dans le sol est évaporé de nouveau dans l'atmosphère soit directement, soit par l'intermédiaire des plantes : l'ensemble de ces pertes en eaux constitue l'évapotranspiration. L'évaporation se fait surtout à la surface du sol. Même pendant la pluie, une partie de l'eau est immédiatement ré-évaporée car l'atmosphère n'est pas saturée en eau.

Donc l'émission de vapeur d'eau ou évapotranspiration qui s'effectue dans tous les milieux est considérée comme une perte par les hydrogéologues, elle résulte de deux phénomènes : l'un physique (évaporation), l'autre biologique (transpiration).

a. L'évapotranspiration potentielle (ETP) :

Selon C.W Thornthwaite, l'évapotranspiration est la quantité d'eau qui serait évaporée sur un sol gorgé d'eau, avec un tapis dense. La formule utilisée pour le calcul de l'ETP selon Thornthwaite est la suivante :

$$ETP = 16 \times (10 T/I)^a \times K$$

Avec :

ETP : Evapotranspiration potentielle

T : Températures moyennes mensuelles en C°

I : $\sum i$, ou $i=(T/N)^{1.541}$. I = 1.983

K : Coefficient d'ajustement fonction de l'altitude

a : Exposant climatique : $a=0.016 I + 0.5$; le calcul donne une valeur de a égale à 1.983.

Les résultats sont portés sur le tableau suivant

Tableau. III.4 : calcul de l'évapotranspiration potentielle «ETP»

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M ^{AI}	J ^N	J ^U	A ^T	Total
Précipitation (mm)	85,7	113,45	149	193,43	159,13	163,7	115	99,8	49,14	17,38	1,03	12,05	1159,08
Température (°C)	23,78	20,72	16,04	13,13	11,48	11,33	13,57	16,2	19,08	22,9	26,2	26,68	18
i	11,05	8,95	6,03	4,43	3,60	3,53	4,65	6,12	7,87	10,44	12,84	13,21	92,72
K	1.03	0.96	0.84	0.83	0.86	0.83	1.03	1.1	1.22	1.23	1.25	1.17	-
ETP	103.57	78.82	47.43	31.89	24.43	23.80	34.95	48.38	66.92	96.12	125.51	130.11	881.93
ETP _{corr} (mm)	106.67	75.66	39.85	26.46	21	19.75	35.99	53.22	81.65	118.22	156.88	152.22	887.57

b. L'évapotranspiration réelle (ETR) :

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

-Si les précipitations du mois sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle :

L'évapotranspiration réelle est égale à l'évapotranspiration potentielle.

-Si les précipitations du mois sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle : dans ce cas nous avons:

-L'évapotranspiration réelle est la somme des précipitations du mois et de toute ou partie de la réserve d'eau du sol, $ETR = \sum p_i + RFU$ (réserve facilement utilisable) ; celle-ci est supposée mobilisée comme suit :

1. Si la réserve antérieure d'humidité du sol est assez forte pour combler l'insuffisance de précipitation, l'évapotranspiration réelle est encore égale à l'évapotranspiration potentielle

$$ETP = ETR$$

2. Si la réserve d'humidité du sol est insuffisante pour satisfaire l'évapotranspiration potentielle, l'évapotranspiration réelle reste inférieure à celle-ci égale à la somme des précipitations du mois et des réserves disponible (Remineras, 1999).

IV.2.2.6 Bilan hydrologique selon Thornthwaite :

Tableau III.5 : Calcul de l'évapotranspiration réelle.

Mois Paramètres	S	O	N	D	J	F	M	A	M ^{AI}	J ^N	J ^U	A ^T	Total
Precipitation (mm)	85,7	113,45	149	193,43	159,13	163,7	115	99,8	49,14	17,38	1,03	12,05	1159,08
ETP _C	106.67	75.66	39.85	26.46	21	19.75	35.99	53.22	81.65	118.22	156.88	152.22	887.57
P-ETP	20.97	37.79	109.15	166.97	138.13	143.95	79.01	46.58	-32.51	-100.84	-155.85	-140.17	-
RFU (mm)	0	0	100	100	100	100	100	100	0	0	0	0	-
EX (mm)	0	37.79	109.15	166.97	138.13	143.95	79.01	46.58	0	0	0	0	721.58
EA (mm)	20.97	0	0	0	0	0	0	0	32.51	100.84	155.85	140.17	450.34
ETR (mm)	85.7	75.66	39.85	26.46	21	19.75	35.99	53.22	49.14	17.38	1.03	12.05	437.23

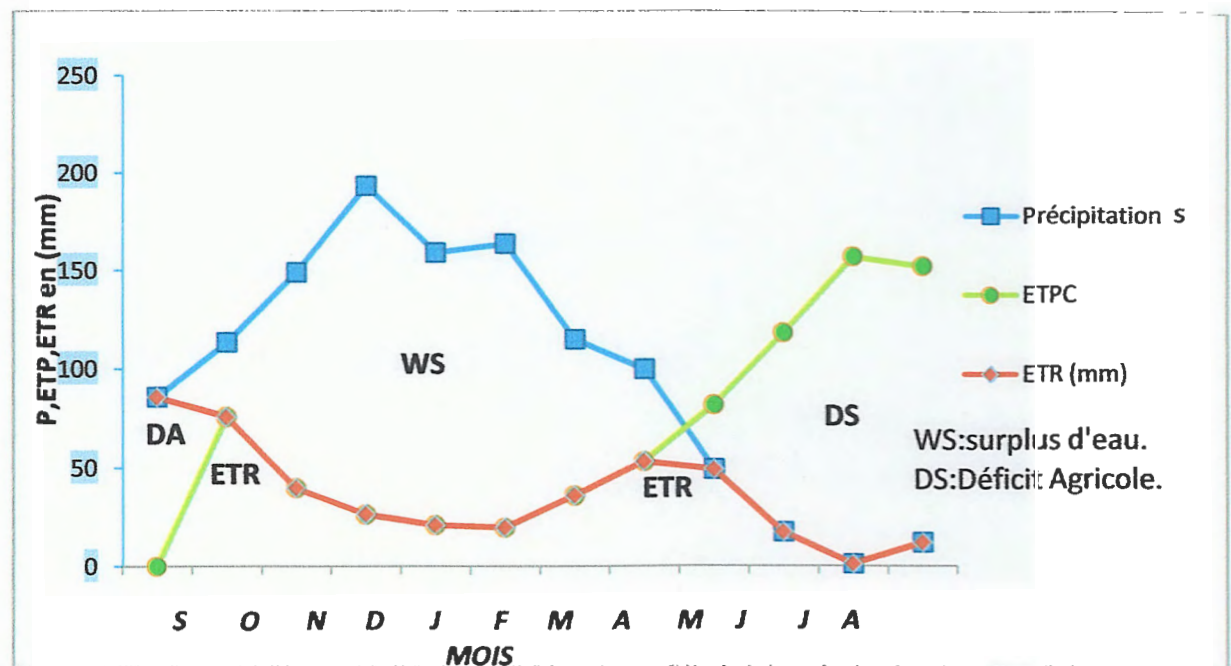


Figure .III.10 : Représentation du bilan hydrologique : méthode de Thornthwaite
(Station d'El-Agrem-année 2003 -2013)

a- Interprétation du bilan d'eau de Thornthwaite :

Le graphique de la figure III.10 permet de faire les observations suivantes:

- Les hauteurs des précipitations atteignent leur maximum en Décembre, là où l'ETP corrigée atteint son minimum.
- L'ETP corrigée atteint son maximum en mois de Juillet, là où les précipitations atteignent leur minimum. L'allure de la courbe qui représente l'ETP donne une meilleure symétrie que celle des précipitations, ceci est expliquée par l'homogénéité de L'ETP durant l'année, qui est due au fait qu'elle évolue en fonction de la température suivant une loi normale par contre les précipitations sont hésardeuses et irrégulières d'un mois à un autre, ou d'une année à l'autre.
- le déficit agricole s'étend sur la période sèche de l'année.
- les écoulements deviennent importants à partir de la mi-Septembre et s'étalent jusqu'au mois de Mai.

IV.2.2.7 Estimation du ruissellement et de l'infiltration :

a. Le ruissellement :

Le ruissellement et l'écoulement instantané et temporaire des eaux sur un versant à la suite d'une averse. Il peut être estimé à partir de la formule de Tixeront-Berkaloff :

$$R = P^3 / 3(ETP)^2$$

Avec :

- R : ruissellement en (mm)
- P : Précipitation moyenne annuelle
- ETP : évapotranspiration potentielle en (mm)

Application :

$$\text{ETP} = 888 \text{ mm}$$

$$P = 1159 \text{ mm}$$

$$R = 659 \text{ mm/An}$$

Soit 56.84% des précipitations obtenue par, l'application directe de formule de Tixeront-Berkaloff, la valeur en elle-même reste discutable car elle ne tient pas compte de beaucoup de facteurs (la nature lithologique des terrains traversés, la perméabilité sur le ruissellement, les fracturations du bassin versant).

b. Infiltration :

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

A partir de formule du bilan hydrogéologique :

$$P = \text{ETR} + R + I$$

$$P = \text{ETR} + R + I$$

$$I = p - (\text{ETR} + R)$$

Application:

$$I = 63 \text{ mm.}$$

D'après les valeurs obtenues, l'infiltration des eaux est très faible 63 mm (5.43% des précipitations totales). Comme pour les ruissellements cette valeur reste elle aussi défavorable.

IV.3. Conclusion :

L'étude hydrologique laisse apparaître :

- ✓ 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 1159mm ; 56 % de ces précipitations sont des ruissellements, et plus de 5% des eaux de pluie constituent les infiltrations.

Chapitre IV : Etude géotechnique



I. Description du projet :

L'ouvrage d'art projeté est un viaduc, délimité par deux culées (C_1, C_2) et reposant sur 13 piles (p_1 à p_{13}), ce viaduc est de longueur 1200 m et de largeur 10.08 m qui aura pour objet le remplacement et la déviation définitive d'un tronçon de la RN 77 qui sera immergé par l'eau du futur barrage.

I. 1. Intérêt de l'étude :

La présente étude va permettre de juger techniquement la faisabilité des fondations profondes pour un ouvrage d'art projeté traversant oued Djendjen. Une étude de la capacité portante du sol est entamée afin de proposer un pré-dimensionnement du système de fondation pour ce type d'ouvrage.

I.2. Campagne des reconnaissances géotechniques :

Les méthodes des reconnaissances du sol sont très nombreuses et il est rare qu'on les utilise toutes sur un même chantier, donc pour faire un choix définitif sur la nature des sondages à implanter et le type d'essai à réaliser, il faut tenir compte de la nature et de l'importance du projet.

Avant tout travail de laboratoire la visite de site permet d'avoir une vue réelle du terrain et de relever les renseignements et remarques souvent très importantes, elle permet aussi de préciser les limites de viaduc projeté.

Exécution des sondages carottés :

Les sondages carottés permettent de reconnaître les formations des couches par extraction des échantillons intacts et / ou remaniés servant à l'identification visuelle des sols et à l'étude de leurs propriétés géotechniques.

Pour notre cas d'étude le laboratoire L.T.P.E prévu (14) sondages carottés recouvrant environ un linéaire entre 50 et 100 m, les points d'implantation et la profondeur des sondages sont donnés respectivement par le tracé en plan et les coupes de sondage.

Chaque sondage est schématisé par un log de sondage qui comporte la description sommaire de chaque couche.

I.3. Interprétation des résultats des essais in-situ :

➤ Sondages carottés :

La réalisation de quatorze (14) sondages carottés a permis de décrire avec détail les faciès lithologiques du site comme montre le Tableau IV.4

Tableau.IV. 1: Description géologique et lithologiques du site (L.T.P.Est)

Sondages	Profondeurs(m)	Nature du sol
N°01 (culée 1)	00,00-04,50	remblai constitué des produits d'excavation (débris de schiste et des matériaux fines.
	04,50-09,40	(sables+graviers+cailloux) de nature schisteux de couleur grisâtre.
	09,40-10,50	limon brunâtre.
	10,50-15,00	schiste grisâtre altéré avec des passages remanié.
N°02 (pile 1)	00,00-30,00	Schiste grisâtre altéré. (Le substratum en affleurement).
N°03 (pile 3)	00,00-14,00	sable d'origine schisteux, cailloux et galets (T.V.O).
	14,00-15,00	passage des schistes altéré grisâtre.
	15,00-18,00	galets et blocs de différent diamètre.
	18,00-30,00	schiste grisâtre altéré.
N°04 (pile 4)	00,00-00,75	terrain végétal.
	00,75-06,00	gravier et sable alluvionnaire avec des débris de schiste aplatie et matrice Limoneuse.
	06,40-12,00	alluvions de différente dimension.
	12,00-25,00	schiste grisâtre altéré avec des passages remanié.
N°05 (pile 6)	00,00-06,50	remblai composé de débris de schiste avec des sables et caillou alluvionnaires enveloppé dans une matrice limoneuse.
	06,50-11,50	galets alluvionnaires de différents diamètres avec des passages sableuse.
	11,50-15,00	schiste altéré grisâtre.
	15,00-30,00	schiste grisâtre peu compact.
N°06 (pile 8)	00,00-02,00	cailloux, graviers et sables avec une matrice limoneuse.
	02,00-08,50	gros blocs et galets alluvionnaire.
	08,50-30,00	schiste grisâtre altéré
N°07 (pile10)	00,00-05,00	sables, graviers et limon avec des galets de diamètres différents.
	14,00-30,00	schistes altéré grisâtre.
	00,00-02,00	limon argileux sableux.
	02,00-09,00	marne sableuse contenant des graviers.

N°08 (pile 11)	09,00-15,00	passage des alluvions plus galets.
	15,00-23,00	marne sableuse graveleuse.
	23,00-27,00	schiste grisâtre altéré.
	27,00-30,00	schiste a mica blanc compact.
N°09 (pile 13)	00,00-30,00	colluvions composé de cailloux plus graviers plus sables d'origine schisteux avec une matrice limoneuse.
N°10 (culee 2)	00,00-30,00	éboulis de pente composé de débris schisteux de différents diamètres (cailloux, graviers et sables).
N°12 (pile 7)	00,00-03,50	limon sableux graveleux .
	04,50-11,00	sables+graviers+cailloux).
	11,00-30,00	schiste grisatre altéré avec des passages remanié.
N°13 (culée 2)	00,00-00,30	colluvions ou éboulis de pente constitués de cailloux, graviers et sables avec une matrice limoneuse .
	00,30-50,00	brèche bien soudé (présence de la craie, schiste a micas blanc) formation blanchâtre a grisâtre très compact .
N°14 (pile 12)	00,00-00,30	colluvions ou éboulis de pente constitués de cailloux, graviers et sables avec une matrice limoneuse.
	00,30-50,00	brèche bien soudé (présence de la craie, schiste a micas blanc) formation blanchâtre a grisâtre très compact.
N°15 (pile 11)	00,00-14,00	alluvions (blocs, galets.....)
	14,00-50,00	schiste grisatre altéré avec des passages remanié.

➤ **Rock quality déingnation (RQD) : Indice de qualité des roche**

Le calcul du pourcentage RQD au niveau du sondage carotté n°13 a donné une valeur RQD = 31% ce qui indique un rocher médiocre ($25 < RQD < 50$), il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés des sondages carottés il est défini comme :

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

➤ **Analyse chimique sommaire sur le sol étudié :**

Au cours de la réalisation des sondages carottés, quatre échantillons ont été prélevés afin de les soumettre aux analyses chimiques Tableau IV.5.

Un piézomètre a été installé au niveau du sondage carotté n°8 afin de mesurer le niveau piézométrique d'où on note la présence d'eau à 25.70 m de profondeur.

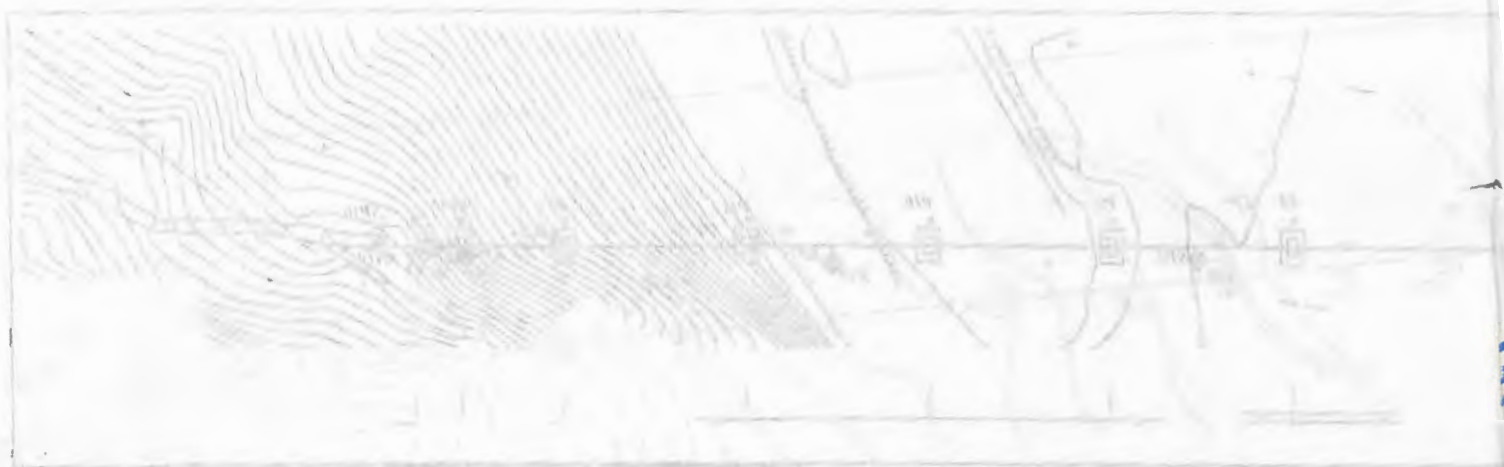
Tableau IV.2 : Analyse chimique sommaire sur le sol étudié

Designation	Teneur exprimée en % par rapport au poids du matériau sec				Observation
	Insolubles	Carbonates	Gypses	Chlorures	
SC01 (16m)	65,8 %	31,75 %	traces	-	sol marneux agressif
SC01 (27m)	73,9 %	23,81 %	traces	-	sol faiblement marneux non agressif
SC08 (2,5m)	81,9 %	13,38 %	traces	-	sol peu calcaire non agressif
SC08 (23m)	64,9 %	29,92 %	traces	-	sol moyennement calcaire non agressif

L'analyse chimique a indiqué un sol non agressif dans la majorité des sondages à l'exception du sondage SC01 où on a enregistré un sol agressif.

I.4.Établissement de la coupe géotechnique :

A partir de la corrélation entre les sondages carottés réalisés sur le site étudié (Fig IV. 1 : plan d'implantation de sondages), nous avons effectué cette coupe géotechnique du site qui résume les différentes formations rencontrées Figure IV.2.



<p>1. The drawing is a cross-section of a terrain profile.</p>	
<p>2. The drawing shows a hillside on the left and a lower elevation on the right.</p>	
<p>3. A horizontal line, likely a road or railway, crosses the profile.</p>	
<p>4. On the right side, there are several rectangular structures, possibly buildings or industrial facilities.</p>	
<p>Scale:</p>	<p>1 cm = 10 m</p>
<p>Author:</p>	<p>[Name]</p>
<p>Date:</p>	<p>[Date]</p>

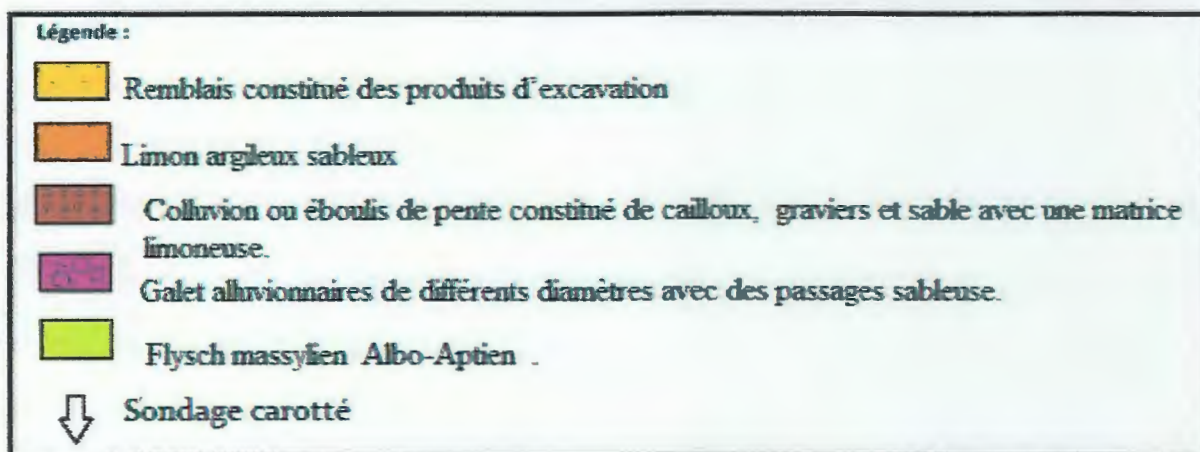
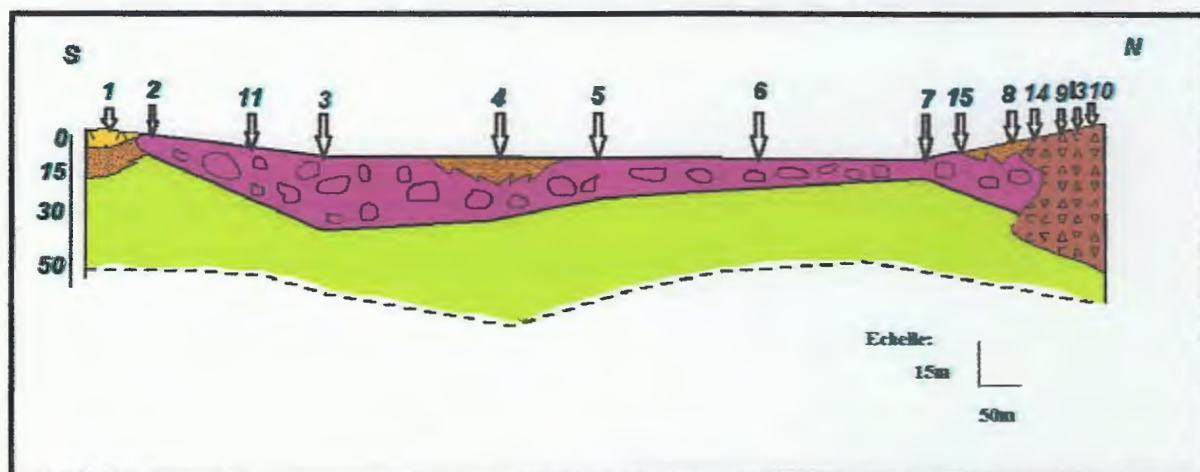


Figure. IV.2: Coupe lithologique de la zone d'étude.

II. Méthode de calcul de la capacité portante des fondations profondes :

Pour l'établissement d'un projet de construction, deux types d'études doivent être entreprises. D'une part, l'étude de son environnement, permettant de définir les caractéristiques des sols sur lesquels sera implanté le futur ouvrage, d'autre part la mise au point des documents d'exécution (plan et notes de calcul). Or la durabilité d'un ouvrage dépend, avant toute autre considération, de la qualité de sa fondation. L'étude des sinistres des ouvrages montre qu'une mauvaise conception ou une malfaçon au niveau de l'exécution de la fondation sont le plus souvent à l'origine des désordres rencontrés.

L'étude de l'environnement des fondations doit être menée parallèlement à celle de reconnaissances des sols ou du projet proprement dit. Elle a pour but de définir cet environnement avec précision car celui-ci peut avoir une influence non négligeable en ce qui concerne :

- ✓ La conception des fondations de l'ouvrage et de sa structure.

- ✓ Les conditions de réalisation des travaux.
- ✓ L'organisation future du chantier.

II.1. Force portante d'un pieu foré isolé :

La méthode pressiométrique est fondamentalement empirique et sa propriété la plus remarquable est qu'elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux sans limitation.

Un pieu transmet les charges qu'il supporte au sol par :

- sa base sur le sol résistant ce qui donne la résistance de la pointe « Q_P », cette dernière dépend de la section de la base du pieu et de la résistance du sol support.
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu, « Q_f », qui est proportionnel à la surface de contact du sol avec le pieu et au coefficient du frottement sol-pieu.

Finalement la charge limite d'un pieu peut s'écrire comme suit :

$$Q_L = Q_P + Q_f$$

Q_L : force portante limite

Q_P : force portante de pointe

Q_f : force portante de frottement latéral

Soit :

A : la surface latérale de frottement du pieu dans les couches porteuses

S : la section de la pointe du pieu

q_f : frottement latéral unitaire

q_1 : pression limite sous la pointe

$$Q_L = S \cdot q_1 + A \cdot q_f$$

II.2 .Présentation des résultats pressiometrique :

II.2.a. Capacité portante des fondations profondes :(Méthode pressiometrique du LCPC) :

La méthode pressiometrique 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}^* entourant un pieu ayant une fiche équivalente D_e .

La pression pressiometrique 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 $(3.a)$ sous la pointe et de (b) au-dessus.

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3.a} \int_{D-b}^{D+3.a} P_l^* . dz$$

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

$P_{l(x)}^*$: 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 mètre = $\min (a, h)$, h est la hauteur de la couche résistante 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 précédant peut se simplifier en utilisant une sommation :

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

La fiche équivalente est celle qui permet d'étudier le même pieu dans un sol homogène caractérisé par une pression limite égale à P_{le}^* .

En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des N mesures nettes P_{le}^* le long du pieu, en considérant un pas Δz_i entre deux mesures consécutives :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_{i=1}^{i=n} P_l^* \cdot \Delta z_i$$

P_{le}^* et D_e se réduisent évidemment en cas d'un sol homogène idéal à P_l et D respectivement.

Enfin la résistance en pointe du pieu se calcul comme suit : $q_p = K_p + P_{le}^*$ dans cette relation

Le facteur de portance K_p d'épandant de la nature du sol et du mode d'installation du sol, il est donné par le Tableau IV.1. Alors que le Tableau IV.2 permet de définir la classe du matériau et sa catégorie

Tableau IV.3 : Valeurs du facteur de portance pressiometrique K_p

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
Sables/Graves	A	1,00	4,20
	B	1,10	3,70
	C	1,20	3,20
Gaies	A	1,10	1,60
	B	1,40	2,20
	C	1,80	2,60
Marnes, Marno-calcaire		1,80	2,60
Poches altérées		1,10-1,80	1,80-3,20

Tableau. IV.4 : Catégories conventionnelles des sols

Classe de sol		Pressiometre P_1 (MPa)
A-Argiles et limons mous		<0,7
B-Argiles et limons fermes		1,2à2, 0
C-Argiles très ferme à dures		>2,5
Sables, graves	A-Lâches	<0,5
	B-Moyens	1,0 à 2,0
	C-Compacts	>2,5
Graies	A-Lâches	<0,7
	B-Altérées	1,0à2, 5
	C-Compacts	>3,0
Marne, Marno-calcaires	A-Tendres	1,5 à 4,0
	B-Compacts	>4,5
Roches	A-Altérées	2,5 à 4,0
	B-Fragmentées	>4,5

d'autre part, 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 de ce dernier.

Le choix de la courbe $q_s = f(P_{ie}^*)$ est fait à partir du Tableau IV.3 et la détermination du q_s se fait à partir de la figure IV.1.

La charge verticale limite se calcule comme suit : $Q_1 = Q_p + Q_s = Sq_p + P \cdot \int_0^D q_s(z) dz$

S la Section du pieu et P le périmètre du fut.

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 pas le sol (pieux forés, barrettes, puits...)

$$Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$$

-et pour les pieux refoulent le sol (pieux foncés, battus...)

$$Q_c = 0,7Q_p + 0,7Q_s$$

Tableau .IV .5: Choix de la courbe de frottement latéral unitaire q_s (principaux type de pieux utilisés en ouvrage d'art

Type de pieu	Argiles - Limons			Sables - Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$	$Q_2, Q_3^{(1)}$	-			Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré boue	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_1, Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	⁽⁴⁾			Q_2	Q_3	
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3	-			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	⁽⁴⁾			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			⁽⁴⁾			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	⁽⁴⁾			Q_3	Q_4	
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6	-	Q_5	Q_6	Q_6		$Q_7^{(7)}$

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieu de grandes longueurs (supérieur à 30 m).
- (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 ni virole foncé perdu (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
- (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

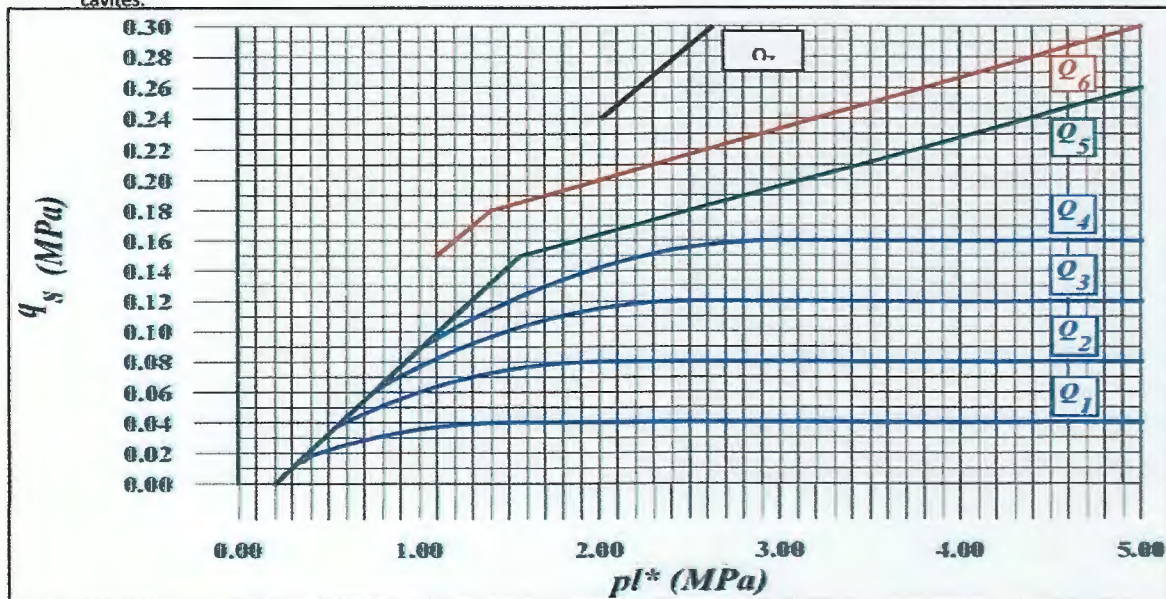


Figure. IV. 3: Courbes de frottement latéral

III. Essais in situ réalisés dans le cadre de ce projet :

L'ouvrage d'art projeté est un viaduc, délimité par deux culées (C₁, C₂) et reposant sur 13 piles (p₁ à p₁₃), Les travaux de reconnaissance sur site, établis par le laboratoire L.T.P.E consiste en la réalisation de (14) sondages carottés (10 sondages a 30 m de profondeur et 4 sondage a 50 m de profondeur), et de (11) essais préssiométriques (SP).

Remarque :

Nous signalons l'absence des essais d'identification des sols ce qui est indispensable dans des projets d'une telle importance.

Les calculs de la capacité portante des pieux forés isolés sont regroupés dans le Tableau IV.6. avec l'ensemble des variables géométriques et celle de la fiche des pieux

Tableau .IV.6: Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats d'essai Pressiométrique et en utilisant la méthode LCPC

	D(m)	B(m)	Q _p (t)	Q _f (t)	Q ₁ (t)	Q _{ad} (t)
SP2 (pile 01)	20	0,8	333	311	644	383
		1	523	389	912	533
		1,20	753	467	1220	702
SP3(pile 03)	24	0,8	258	60	318	171
		1	405	75	480	254
		1,20	599	90	689	362
SP5 (pile 6)	19	0,8	243	60	303	163
		1	382	75	457	243
		1,20	558	90	648	342
SP6 (pile 8)	18	0,8	258	120	378	213
		1	405	150	555	307
		1,20	599	180	779	425
SP7 (pile 10)	18	0,8	174	210	384	234
		1	273	263	536	320
		1,20	418	316	734	430
SP9 (pile 13)	24	0,8	110	301	411	342
		1	173	376	549	349
		1,20	160	452	612	396
SP10 (culée 2)	24	0,8	87	301	388	253
		1	136	376	512	331

		1,20	265	452	717	448
SC12 (pile 7)	20	0,8	288	120	408	228
		1	452	150	602	331
		1,20	569	180	749	410
SC13(culée2)	40	0,8	345	120	465	256
		1	541	150	691	375
		1,20	780	180	960	516
SC14 (pile 12)	38	0,8	344	80	424	228
		1	538	100	638	339
		1,20	678	120	798	423
SC15 (pile11)	30	0,8	329	361	690	416
		1	514	452	966	573
		1,20	759	542	1301	758

IV. Comportement d'un groupe de pieux :

Dans ce cas, les pieux sont suffisamment rapprochés, donc il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un seul pieu. En effet la charge limite d'un groupe de pieu Q_{lg} est inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé Q_i .

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

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. Toute fois, l'application courante de telles méthodes se heurte à un certain nombre de difficultés à savoir :

- la lois de comportement du sol souvent mal connues ;
- l' aspect tridimensionnel du problème difficile à prendre en compte ;
- l'état initial du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible, à appréhender.

IV.1. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe :

IV.1.1. Modification de la capacité portante sous sollicitations axiales :

D'une façon générale, on définit un coefficient d'efficacité du groupe de pieu C_e tel que :

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

Avec : N le nombre de pieux.

(a) Groupe de pieux dans un sol cohérent :

- *Cas d'un entre-axes supérieur à 3 diamètres :*

Une des règles suivantes est souvent adoptée.

- le coefficient d'efficacité C_e est pris égal à 1 pour un entre-axes de 8 diamètres et 0,7 pour un entre-axes de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux.
- le coefficient d'efficacité C_e peut être aussi calculé par la formule suivante :

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

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

- *Cas d'un entre-axe inférieur à 3 diamètres :*

Dans ce cas, on considère l'ensemble des pieux et le sol qu'ils enserront comme une fondation massive fictive de périmètre P égal à celui du groupe, et de longueur égale à la longueur des pieux (Figure IV.3).

La charge de pointe Q_p et le frottement latéral Q_f sur cette fondation fictive sont déterminés comme indiqué précédemment. La capacité portante Q_l à retenir pour le groupe de pieux est alors la plus petite des deux valeurs : capacité portante de la fondation massive fictive et N fois la capacité portante du pieu isolé.

On trouve, en général, qu'il s'agit de la capacité portante de la fondation massive fictive dès que l'entre-axes est inférieur à 3 diamètres.

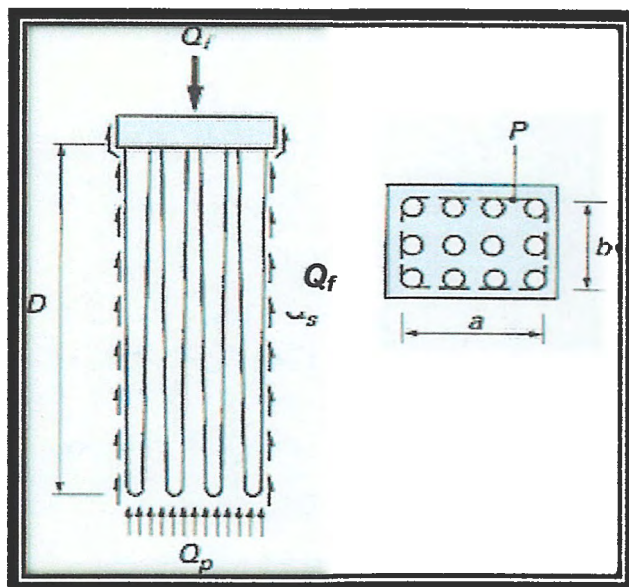


Figure IV.4: Fondation massive fictive équivalente à un groupe de pieux.

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

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

▪ **Sables lâches :**

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

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

▪ **Sables denses :**

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

IV.1.2. Calcul de la charge limite des pieux pour le projet d'étude en tenant compte de l'effet de groupe :

Pour calculer la charge limite du groupe on utilise la formule suivante :

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

Tel que C_e : coefficient d'efficacité

$$C_e = 1 - \frac{2 \cdot \arctg\left(\frac{B}{a}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

IV.1.3 Exemple de calcul de la charge limite d'un groupe de pieux au niveau du sondage N°02 pile n°1 côté Texenna:

On a : $\alpha = 0,8$, $D = 20\text{m}$ et
$$C_e = \frac{\text{Charge limite du groupe}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$$

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

Lorsqu'on a :

$$3,0\alpha : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{2,4}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right), C_e = 0,75.$$

$$3,6\alpha : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{2,88}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right), C_e = 0,78.$$

$$3,6\alpha : C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{0,8}{3,2}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right), C_e = 0,80.$$

On a aussi : la charge limite du pieu isolé QI donné au Tableau VI.6 ;

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

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

Donc :

$$\text{Avec : } 3\alpha : QI_{\text{gu}} = (0,75) \cdot (6) \cdot (644), QI_{\text{gu}} = 2898 \text{ t.}$$

$$3,6\alpha : QI_{\text{gu}} = (0,78) \cdot (6) \cdot (644), QI_{\text{gu}} = 3013,92 \text{ t.}$$

$$4\alpha : QI_{\text{gu}} = (0,80) \cdot (6) \cdot (644), QI_{\text{gu}} = 3091,2 \text{ t.}$$

Les Tableaux IV.7 à 21 regroupent les valeurs de la charge limite des pieux isolés et en groupe pour la différente fondation de l'ouvrage d'art à savoir les deux culées d'accès et les 13 piles de cet viaduc.

Tab.IV 7 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée n°01 (sondage N°02) :

diamètre du pieu ϕ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	20	3	3 ϕ	0,86	644	1661,52
			3,6 ϕ	0,87		1680,84
			4 ϕ	0,90		1738,8
1	20	3	3 ϕ	0,86	912	2352,96
			3,6 ϕ	0,89		2435,04
			4 ϕ	0,90		2462,4
1,20	20	3	3 ϕ	0,86	1220	3147,6
			3,6 ϕ	0,87		3184,2
			4 ϕ	0,90		3294

Tab.IV 8 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 01 (sondage N°02) :

diamètre du pieu ϕ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	20	6	3 ϕ	0,75	644	2898
			3,6 ϕ	0,78		3013,92
			4 ϕ	0,80		3091,2
1	20	6	3 ϕ	0,76	912	4158,72
			3,6 ϕ	0,79		4322,88
			4 ϕ	0,80		4377,6
1,20	20	6	3 ϕ	0,75	1220	5490
			3,6 ϕ	0,78		5709,6
			4 ϕ	0,80		5856

Tab.IV 9 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°02(sondage N°02) :

Diamètre du pieu □ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	20	20	3 □	0,65	644	8372
			3,6□	0,71		9144,8
			4 □	0,74		9531,2
1	20	20	3 □	0,65	912	11856
			3,6□	0,71		12950,4
			4 □	0,74		13497,6
1,20	20	20	3 □	0,65	1220	15860
			3,6□	0,71		17324
			4 □	0,74		18056

Tab.IV.10: Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°03 (sondage N°03) :

Diamètre du pieu □ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	24	20	3 □	0,65	318	4134
			3,6□	0,71		4515,6
			4 □	0,74		4706,4
1	24	20	3 □	0,65	480	6240
			3,6□	0,71		6816
			4 □	0,74		7104
1,20	24	20	3 □	0,65	689	8957
			3,6□	0,71		9783,8
			4 □	0,74		10197,2

Tab.IV.11 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°04 (sondage N°03) :

Diamètre du pieu □ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	24	20	3 □	0,65	318	4134
			3,6 □	0,71		4515,6
			4 □	0,74		4706,4
1	24	20	3 □	0,65	480	6240
			3,6 □	0,71		6816
			4 □	0,74		7104
1,20	24	20	3 □	0,65	689	8957
			3,6 □	0,71		9783,8
			4 □	0,74		10197,2

Tab.IV.12: Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°05(sondage N°03) :

Diamètre du pieu □ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	24	20	3 □	0,65	318	4134
			3,6 □	0,71		4515,6
			4 □	0,74		4706,4
1	24	20	3 □	0,65	480	6240
			3,6 □	0,71		6816
			4 □	0,74		7104
1,20	24	20	3 □	0,65	689	8957
			3,6 □	0,71		9783,8
			4 □	0,74		10197,2

Tab.IV.13 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°06(sondage N°05) .

diamètre du pieu φ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	19	20	3 φ	0.65	303	3939
			3,6φ	0.71		4302,6
			4 φ	0.74		4484 ,4
1	19	20	3 φ	0.65	457	5941
			3,6φ	0.71		6489
			4 φ	0.74		6763,6
1,20	19	20	3 φ	0.65	648	8424
			3,6φ	0.71		9201,6
			4 φ	0.74		9590,4

Tab.IV.14 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°07(sondage N°12) :

Diamètre du pieu φ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	20	20	3 φ	0,65	408	5304
			3,6φ	0,71		5793,6
			4 φ	0,74		6038,4
1	20	20	3 φ	0,65	602	7826
			3,6φ	0,71		8548,4
			4 φ	0,74		8909,6
1,20	20	20	3 φ	0,65	749	9737
			3,6φ	0,71		10635,8
			4 φ	0,74		11085,2

Tab.IV.15 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 08(sondage N°12) :

Diamètre du pieu □ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	20	20	3 □	0,65	408	5304
			3,6□	0,71		5793,6
			4 □	0,74		6038,4
1	20	20	3 □	0,65	602	7826
			3,6□	0,71		8548,4
			4 □	0,74		8909,6
1,20	20	20	3 □	0,65	749	9737
			3,6□	0,71		10635,8
			4 □	0,74		11085,2

Tab.IV.16 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 09(sondage N°12) :

diamètre du pieu □ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	18	20	3 □	0,65	408	5304
			3,6□	0,71		5793,6
			4 □	0,74		6038,4
1	18	20	3 □	0,65	602	7826
			3,6□	0,71		8548,4
			4 □	0,74		8909,6
1,20	18	20	3 □	0,65	749	9737
			3,6□	0,71		10635,8
			4 □	0,74		11085,2

Tab.IV.17 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 10(sondage N°07) :

Diamètre du pieu φ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	18	20	3 φ	0,65	384	4992
			3,6φ	0,71		5452,8
			4 φ	0,74		5683,2
1	18	20	3 φ	0,65	536	6968
			3,6φ	0,71		7611,2
			4 φ	0,74		7932,8
1,20	18	20	3 φ	0,65	734	9542
			3,6φ	0,71		10422,8
			4 φ	0,74		10863,2

Tab.IV.18: Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°11(sondage N°15) :

Diamètre du pieu φ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	30	20	3 φ	0,65	690	8970
			3,6φ	0,71		9798
			4 φ	0,74		10212
1	30	20	3 φ	0,65	966	12558
			3,6φ	0,71		13717,2
			4 φ	0,74		14296,8
1,20	30	20	3 φ	0,65	1301	16913
			3,6φ	0,71		18474,2
			4 φ	0,74		19254,8

Tab.IV.19 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°12(sondage N°14) :

Diamètre du pieu φ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	38	20	3 φ	0,65	424	5512
			3,6φ	0,71		6020,8
			4 φ	0,74		6275,2
1	38	20	3 φ	0,65	638	8294
			3,6φ	0,71		9059,6
			4 φ	0,74		9442,4
1,20	38	20	3 φ	0,65	798	10374
			3,6φ	0,71		1131,6
			4 φ	0,74		11810,4

Tab.IV.20 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 13(sondage N°9) :

Diamètre du pieu φ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	24	6	3 φ	0,75	411	1849,5
			3,6φ	0,78		1923,48
			4 φ	0,80		1972,8
1	24	6	3 φ	0,76	549	2503,44
			3,6φ	0,79		2602,26
			4 φ	0,80		2635,2
1,20	24	6	3 φ	0,75	612	2754
			3,6φ	0,78		2864,16
			4 φ	0,80		2937,6

Tab.IV.21 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée n°02 (sondage N°013) :

diamètre du pieu □ (m)	Longueur du pieu D (m)	nombre de pieux N	Entre-axes S (m)	Ce Coefficient d'efficacité	Charge limite d'un pieu isolé (t)	Charge limite du groupe de pieux (t)
0,8	40	3	3 □	0,86	465	1199,7
			3,6□	0,87		1213,65
			4 □	0,90		1255,5
1	40	3	3 □	0,86	691	1782,78
			3,6□	0,89		1844,97
			4 □	0,90		1865,7
1,20	40	3	3 □	0,86	960	2476,8
			3,6□	0,87		2505,6
			4 □	0,90		2592

Cependant nous signalons une remarque concernant la campagne des reconnaissances ou on a constaté un nombre insuffisant des sondages carottés .De ce fait, nous recommandons au moins un sondage pour chaque fondation projetée ce qui donne un total de 14 sondages carottés comme un minimum pour un projet d'une telle importance.

V. Méthode de calcul des tassements des pieux :

V.1. Tassement d'un pieu isolé :

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles (combinaisons quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement, et une estimation fiable suppose, bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé.

On peut évaluer le tassement, en utilisant les différentes méthodes empiriques, les méthodes de la théorie d'élasticité, la méthode de charge, ou bien les méthodes numériques . Pour notre cas d'étude nous avons opté pour le calcul empirique du fait de sa flexibilité et la facilité d'application des formules empirique proposées dans la littérature.

✓ Les méthodes empiriques :

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

recommandation de Vesic (1977) pour le tassement en tête d'un pieu dans un sol pulvérulent :

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

$\Delta L = Q \cdot \frac{D}{S} \cdot E_p$ est le raccourcissement élastique du pieu, E_p , D , et S étant respectivement le module d'Young du matériau du pieu, sa fiche est l'aire d'une section transversale .

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

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

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

Suite à l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC, Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement en tête d'un pieu isolé sous une charge verticale égale à $0.7 Q_c$, par les expressions :

- $V_0/B = 0.6\%$ pour les pieux forés,
- $V_0/B = 0.9\%$ pour les pieux battu.

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

V.2. Tassement d'un groupe de pieux: (Sous charges verticales)

La présence de deux pieux proches l'un de l'autre modifie le comportement de chacun pris isolément. Un tel phénomène est appelé « effet du couple » ou « effet de groupe ».

Le problème d'interaction d'un couple de pieux libres en tête a été étudié à l'aide de la théorie de l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin (1936), par plusieurs chercheurs notamment Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davis(1980). Ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

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

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

D'après Bouafia, A (2010), dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, on définit le rapport de tassement R_s comme suit :

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

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

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

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 géotechnique. 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.

(A, Bouafia, 2010).

V.3 . Calcul du tassement d'un pieu isolé :

▪ Tassement des deux culées (rive gauche et rive droite) :

D'après la méthode de Meyerhof (1956) en a obtenus les résultats du tassement d'un pieu isolé en fonction du diamètre du pieu B dont on a fait trois propositions.

Tableau.IV.22 : Valeurs du Tassement d'un pieu Isolé (méthode de Meyerhof)

B(m)	V_0 (m)
0,80	0,088
1,00	0,011
1,20	0,013

V_0 : le tassement d'un pieu isolé,

B : le diamètre du pieu(□).

▪ Calcul du Tassement au niveau des deux culées (rive gauche et rive droite) :

D'après la méthode de Frank (1995) en a obtenus les résultats du tassement d'un pieu isolé pour les différentes propositions concernant les diamètres des pieux :

Tableau .IV.23 : Valeurs du Tassement d'un isolé (méthode de Frank)

B (m)	V_0 (m)
0,80	0,0048
1,00	0,0060
1,20	0,0072

V.4. Calcul du Tassement d'un groupe de pieu :

Le Tableau IV.24 regroupe les valeurs des tassements selon les deux méthodes empiriques de Frank et Meyerhof.

Tableau IV.24 : Tassement des groupes de pieux de chaque niveau

	nombre de pieux n	Fiche D(m)	Diamètre B(m)	D/B (m)	d/B (m)	Tassement d'un pieu isolé (cm) selon Frank. R	Tassement d'un pieu isolé (cm) selon Meyerhof(1956)	Tassement d'un groupe de pieu (cm) selon Frank		Tassement d'un groupe de pieu (cm) selon Meyerhof(1956)	
								K min	K max	K min	K max
Culée n 01	03	20	0,8	25	3	0,88	0,48	1,76	2,21	0,96	1,20
					3,6			1,76	2,17	0,96	1,18
					4			1,76	2,13	0,96	1,16
			1	20	3	1,1	0,60	2,2	2,77	1,2	1,52
					3,6			2,2	2,71	1,2	1,48
					4			2,2	2,67	1,2	1,45
			1,20	16,66	3	1,30	0,72	2,6	2,74	1,44	1,52
					3,6			2,6	2,71	1,44	1,50
					4			2,6	2,72	1,44	1,50
Pile n 01	06	20	0,8	25	3	0,88	0,48	1,76	2,86	0,96	1,56
					3,6			1,76	2,70	0,96	1,47
					4			1,76	2,61	0,96	1,42
			1	20	3	1,1	0,60	2,2	3,57	1,20	1,95
					3,6			2,2	3,37	1,20	1,85
					4			2,2	3,26	1,20	1,78
			1,20	16,66	3	1,30	0,72	2,6	2,92	1,44	1,62
					3,6			2,6	2,84	1,44	1,57
					4			2,6	2,82	1,44	1,56
Pile n 02	20	20	0,8	25	3	0,88	0,48	1,76	3,91	0,96	2,13
					3,6			1,76	3,58	0,96	1,95
					4			1,76	3,36	0,96	1,83
			1	20	3	1,1	0,60	2,2	4,88	1,2	2,66
					3,6			2,2	4,47	1,2	2,44
					4			2,2	4,20	1,2	2,29
			1,20	16,66	3	1,30	0,72	2,6	3,19	1,44	1,77
					3,6			2,6	3,6	1,44	1,96
					4			2,6	2,99	1,44	1,65
Pile n 03	20	24	0,8	30	3	0,88	0,48	1,76	3,99	0,96	2,17
					3,6			1,76	3,65	0,96	1,99
					4			1,76	3,42	0,96	1,86
			1	24	3	1,1	0,60	2,2	4,99	1,2	2,72
					3,6			2,2	4,56	1,2	2,49
					4			2,2	4,27	1,2	2,33
			1,20	20	3	1,30	0,72	2,6	5,90	1,44	3,26
					3,6			2,6	5,39	1,44	2,98
					4			2,6	5,05	1,44	2,80
Pile n 04	20	24	0,8	30	3	0,88	0,48	1,76	3,99	0,96	2,17
					3,6			1,76	3,65	0,96	1,99
					4			1,76	3,42	0,96	1,86
			1	24	3	1,1	0,60	2,2	4,99	1,2	2,72
					3,6			2,2	4,56	1,2	2,49
					4			2,2	4,27	1,2	2,33

Pile n 05	20	24	1,20	20	3	1,30	0,72	2,6	5,90	1,44	3,26		
					3,6			2,6	5,39	1,44	2,98		
					4			2,6	5,05	1,44	2,80		
			0,8	30			3	0,88	0,48	1,76	3,99	0,96	2,17
							3,6			1,76	3,65	0,96	1,99
							4			1,76	3,42	0,96	1,86
			1	24			3	1,1	0,60	2,2	4,99	1,2	2,72
							3,6			2,2	4,56	1,2	2,49
							4			2,2	4,27	1,2	2,33
1,20	20			3	1,30	0,72	2,6	5,90	1,44	3,26			
				3,6			2,6	5,39	1,44	2,98			
				4			2,6	5,05	1,44	2,80			
Pile n 06	20	19	0,8	23,75	3	0,88	0,48	1,76	3,93	0,96	2,14		
					3,6			1,76	3,59	0,96	1,95		
					4			1,76	3,37	0,96	1,84		
			1	19			3	1,1	0,60	2,2	4,91	1,2	2,68
							3,6			2,2	4,48	1,2	2,44
							4			2,2	4,22	1,2	2,30
			1,20	15,83			3	1,30	0,72	2,6	3,19	2,6	1,77
							3,6			2,6	3,06	2,6	1,69
							4			2,6	2,99	2,6	1,65
Pile n 07	20	20	0,8	25	3	0,88	0,48	1,76	3,81	0,96	2,08		
					3,6			1,76	3,50	0,96	1,91		
					4			1,76	3,30	0,96	1,80		
			1	20			3	1,1	0,60	2,2	4,77	1,2	2,60
							3,6			2,2	4,37	1,2	2,38
							4			2,2	4,12	1,2	2,25
			1,20	1,66			3	1,30	0,72	2,6	3,17	1,44	1,75
							3,6			2,6	3,04	1,44	1,68
							4			2,6	2,97	1,44	1,64
Pile n 08	20	20	0,8	25	3	0,88	0,48	1,76	3,80	0,96	2,07		
					3,6			1,76	3,49	0,96	1,90		
					4			1,76	3,29	0,96	1,79		
			1	20			3	1,1	0,60	2,2	4,74	1,2	2,59
							3,6			2,2	4,36	1,2	2,38
							4			2,2	4,12	1,2	2,24
			1,20	16,66			3	1,30	0,72	2,6	3,15	1,44	1,74
							3,6			2,6	3,04	1,44	1,68
							4			2,6	2,96	1,44	1,64
Pile n 09	20	18	0,8	22,5	3	0,88	0,48	1,76	3,80	0,96	2,07		
					3,6			1,76	3,49	0,96	1,90		
					4			1,76	3,29	0,96	1,79		
			1	18			3	1,1	0,60	2,2	4,75	1,2	2,59
							3,6			2,2	4,36	1,2	2,38
							4			2,2	4,12	1,2	2,24
			1,20	15			3	1,30	0,72	2,6	3,15	1,44	1,74
							3,6			2,6	3,04	1,44	1,68
							4			2,6	2,96	1,44	1,64
Pile n 10	20	18	0,8	22,5	3	0,88	0,48	1,76	3,81	0,96	2,07		
					3,6			1,76	3,50	0,96	1,91		
					4			1,76	3,30	0,96	1,80		
			1	18			3	1,1	0,60	2,2	4,76	1,2	2,59
							3,6			2,2	4,37	1,2	2,38

					4			2,2	4,12	1,2	2,25
			1,20	15	3	1,30	0,72	2,6	3,15	1,44	1,74
					3,6			2,6	3,04	1,44	1,68
					4			2,6	2,97	1,44	1,64
Pile n 11	20	30	0,8	37,5	3	0,88	0,48	1,76	6,01	0,96	3,28
					3,6			1,76	5,64	0,96	2,59
					4			1,76	5,31	0,96	2,89
			1	30	3	1,1	0,60	2,2	4,80	1,2	2,63
					3,6			2,2	4,46	1,2	2,43
					4			2,2	4,19	1,2	2,28
			1,20	25	3	1,30	0,72	2,6	5,68	1,44	3,14
					3,6			2,6	5,27	1,44	2,93
					4			2,6	4,95	1,44	2,75
Pile n 12	20	38	0,8	47,5	3	0,88	0,48	5,75	8,43	3,13	4,60
					3,6			5,40	5,59	2,94	3,05
					4			5,10	5,34	2,78	2,88
			1	38	3	1,1	0,60	7,19	10,54	3,92	5,75
					3,6			6,75	6,99	3,68	3,81
					4			6,38	6,62	3,48	3,60
			1,20	31,66	3	1,30	0,72	5,40	5,64	2,99	3,62
					3,6			3,86	5,26	2,85	2,91
					4			4,83	4,92	2,67	4,92
Pile n 13	06	24	0,8	30	3	0,88	0,48	1,76	1,76	0,96	0,96
					3,6			1,76	1,76	0,96	0,96
					4			1,76	1,76	0,96	0,96
			1	24	3	1,1	0,60	2,2	2,2	1,2	1,2
					3,6			2,2	2,2	1,2	1,2
					4			2,2	2,2	1,2	1,2
			1,20	20	3	1,30	0,72	2,6	2,6	1,44	1,44
					3,6			2,6	2,6	1,44	1,44
					4			2,6	2,6	1,44	1,44
Culée n 02	03	40	0,8	50	3	0,88	0,48	1,76	2,66	0,96	1,45
					3,6			1,76	2,57	0,96	1,40
					4			1,76	2,52	0,96	1,37
			1	40	3	1,1	0,60	2,2	3,34	1,2	1,82
					3,6			2,2	3,23	1,2	1,75
					4			2,2	3,15	1,2	1,73
			1,20	33,33	3	1,30	0,72	2,6	3,25	1,44	1,8
					3,6			2,6	3,18	1,44	1,76
					4			2,6	3,13	1,44	1,73

Moyennant la campagne d'investigation in situ ; il ressort que le site conçu pour l'implantation de futur viaduc 1200 m a Texenna renferme les formations suivants :

- Remblais constitué des produits d'excavation
- Limon argileux sableux
- Colluvion ou éboulis de pente constitué de cailloux, graviers et sable avec une matrice limoneuse.
- Galet alluvionnaires de différents diamètres avec des passages sableuse.
- Flysch massylien Albo-Aptien.

A l'issus des résultats obtenus nous recommandons :

- Des fondations profondes sur pieux forés en raison de l'ouvrage et de la charge transmise au sol.
- Au niveau de la culée n°01 rive gauche : Nous proposons des pieux de diamètre 1,20 et de longueur 20 m.
- Au niveau de la culée n°02 rive droite : Nous proposons des pieux de diamètre 1,20 et de longueur 40 m.
- Au niveau des piles : Nous proposons des pieux de diamètre 1,20 et de longueur variée.

L'analyse chimique a indique un sol non agressif dans la magorité des sondage à l'expection du sondage SC01 ou on à enrgistre un sol agressif ,ependant et pour plus de sécurité il y a lieu de prendre les précaution vis-à-vis du choix du dosage des ciment pour les bétons.

Références bibliographiques



Références bibliographiques

- [1] **Andrieu.J.Djellite.H et Aubouin. J(1989)**-Structure de la Petite kabyle occidentale (Algérie) :Flysch « ultra » et flysh externe .C.R. Acad.Sci. , 309, Pp .1191-1196.
- [2] **Benzaid .R(2011)** : les essais in-situ en géotechnique : réalisation et interprétation. Editions universitaires Européennes, ISBN : 978-613-1-54202-2, 2011, P107.
- [3]**Bouafia.A (2009)**: Calcul pratique des fondations et des soutènements, éditions OPU (Office des Publications Universitaires), Alger, ISBN : 9961.0.0849, P 249.
- [4] **Bouafia.A. (2010)**: Conception et calcul des ouvrages Géotechniques.
- [5] **Bouafia, A. (2004)** : Essais in-situ dans les projets de fondations, éditions OPU (Office des Publications Universitaires), Alger, ISBN : 9961.0.0692.5, P305.
- [6] **Bouafia,A .(2011)** : les essais in situ dans les projets de fondations , éditions OPU (Office des Publications Universitaires), Alger, ISBN : 978.9961.0.0612.4,P299 .
- [7] **Combarieu, O** : Frottement négatif sur les pieux. Rapport de Recherche LPC no 136, Labo Cent. Des P. et Ch. Paris 151 p., oct. 1985.
- [8] **Fondations profondes pour le bâtiment**, Document Technique Unifié DTU-13.2, Recueil des normes françaises 1995, tome 2, pp : 409-482, éditions AFNOR.
- [9] **Forni, M. (1981)** : fondations spéciales et reprise en sous oeuvre ; Eyrolles, P172.
- [10] **Frank, R. (1995)**: Fondations profondes, Cours de Mécanique des Sols, Enseignement T6-T9, ENPC, extrait de la collection Techniques de l'ingénieur C-248, 43page.
- [11] **Frank (1975)**:Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale-Introduction à la dilatance, Rapport de recherche LCPC N°46,P 238.
- [12] **Frank, R et Zhao, S.R** Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. Bull. Liaison Labo P. et Ch. no 119, p. 17-24, mai-juin 1982.
- [13]**Jacques Lérau,(2005 - 2006)** :géotechnique INSA(Institut National des sciences Appliquées de Toulouse).
- [14] **Kherrouba H. (2008)**: Étude géologique et géotechnique des zones instables de la région de Texenna_Djimla (W.Jijel,Algérie),mémoire de Magister pp, 163.
- [15] **Léonards.G.A (1968)**: Les Fondations.
- [16] **Poulos H and Davis H (1980)**: Pile foundation analysis and design, Series in Geotechnical Engineering, John and sons editors.
- [17] **Rapport E.P.E (2014)** : Laboratoire des travaux publics de l'est antenne de Jijel : Rapport complémentaire reconnaissance géotechnique (Janvier 2014).p3

Références bibliographiques

[18] Rapport E.P.E (2013) : *Laboratoire des travaux publics de l'est antenne de Jijel Rapport final ouvrage .d'art sur barrage l=1200.00m reconnaissance géotechnique (juillet 2013).p6.*

[19] Rapport E.N.G.O.A.(2014) : *Projet d'exécution étude géologique et géotechnique (janvier 2014).p17.*

[20] Rapport E.N.G.O.A.(2014) : *note de calcul 2 culées et fondations (révision 1) étude de la réalisation de la déviation définitive de la RN77 touchée par cuvette du barrage de Tablout wilaya de Jijel viaduc au PK0+276 (janvier 2014).p15*

[21] Rapport E.N.G.O.A. (2014) : *note de calcul 3 piles et fondations (révision 1) étude de la réalisation de la déviation définitive de la RN77 touchée par cuvette du barrage de Tablout wilaya de Jijel viaduc au PK0+276 (janvier 2014).p22.*

[22] Raoult J.F. (1974): *Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Mem. Soc. Géol. France.*

[23] Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, C.C.T.G, fascicule 62-titre V, Ministère de l'équipement, du logement et des transports (1993), 182 pages.

[24] Roger, f 2003 : *Calcul des fondations superficielles et profondes. Ed. Techniques de L'ingénieur (TI). Paris, P141.*

[25] Tekkouk M. (2005): *Étude de la pollution par les sulfates des eaux du bassin versant de l'oued Djen-Djen. Mém de Magister. Univ. Constantine. Algérie. p262.*

Sites web :

w w w . géologie de l'ingenieur.com

w w w .canada gc .calle

Liste des figures

Fig.I.1(a) - Localisation du site d'étude sur la carte topographique de Texenna 1/25000.....	3
Fig.I.2 (a) - Chevelu hydrographique (In Tekkouk 2005)..	5
Fig.I.2(b) - Bassin moyen de l'Oued Djendjen (in Tekkouk 2005).....	6
Fig.I.3 - Carte synoptique des routes de la wilaya de Jijel (Agence Nationale des Autoroutes).....	7
Fig. II.1 - Coupe géologique N-S passant de Jijel à Tamesguida (Rouikha.Y ; 2008) (Modifiée par : Kherrouba .H)	8
Fig. II.2 - Esquisse géologique de l'extrémité de la Petite Kabylie (Andrieux et Djellit, 1989) légèrement modifiée.	9
Fig.II.3 - Coupe géologique N-S de la région étudiée Réalisée par : Rouikha .Y-modifiée par Zehani .N.Baabaa .I.....	10
Fig.II.4 - Coupe géologique locale passant par le site du projet Réalisée par : Rouikha .Y-modifiée par Zehani .N.Baabaa .I... ..	13
Fig.II.5 - Cercle des corrélations A.C.P.Oued Missa.....	13
Fig.II.6 - Carte des linéaments du bassin versant de l'oued Djendjen(In Tekkouk 2005)	15
Fig.II.7 - Des couloirs linéamentaires du bassin versant de l'oued Djendjen (In Tekkouk 2005)	16
Fig.II.8 - Contexte sismo-tectonique de la région Jijel – Bougie (C.R.A.A.G ; 1971).	17
Fig.II.9 - Carte de la Règle zonage sismique du territoire national-règlement parasismique Algérienne RPA applicable au domaine des ouvrages d'art –RPA2008	18
Fig.III.1 - Carte des limites du bassin versant du Djendjen	19
Fig.III.2 - Situation de l'oued Djendjen par rapport aux chaînes nord et sud numidiques (In Tekkouk 2005)	20
Fig.III.3 - Carte des reliefs de la région d'étude	21
Fig.III.4 - Chevelu hydrographique du bassin versant de l'oued Djendjen. (In Tekkouk 2005).	22

Fig.III.5- Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord Au 1/500 000 (ANRH, 1993).	24
Fig.III.6- Précipitations moyennes mensuelles (Station El-Agrem 2003-2013).	25
Fig.III.7- Répartition saisonnière des précipitations.....	26
Fig.III.8- Températures moyennes mensuelles (El-Agrem 2003-2013).....	27
Fig.III.9- Graphe Ombro-thermique (station d'El-Agrem 2003-2013).....	28
Fig.III.10- Représentation du bilan hydrologique : méthode de Thornthwaite (Station d'El-Agrem-année 2003 -2013).	31
Fig.IV.1- Plan d'implantation de sondages.....	40
Fig.IV.2- Coupe lithologique de la zone d'étude.....	44
Fig. IV. 3- Courbes de frottement latéral.....	
Fig.IV.4- Fondation massive fictive équivalente à un groupe de pieux	47

Liste des tableaux

Tab.II.1- Coefficient d'accélération de zone (RPOA, 2008).....	18
Tab III.1- Densité de drainage du bassin moyen	22
Tab.III.2- Moyenne mensuelles et saisonnières des précipitations	25
Tab.III.3- Températures moyennes mensuelles	26
Tab.III.4- Calcul de l'évapotranspiration potentielle «ETP».	30
Tab.III.5- Calcul de l'évapotranspiration réelle	31
Tab. IV.1 - Description géologique et lithologique du site (L.T.P.Est)	34
Tab.IV.2- Analyse chimique sommaire sur le sol étudiée.....	36
Tab.IV .3 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique K_p	40
Tab.IV .4 - Catégories conventionnelles des sols.....	40
Tab. IV.5- Choix de la courbe de frottement latéral unitaire q_s (principaux type de pieux utilisés en ouvrage d'art).....	42
Tab. IV.6- Contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats d'essai	43
Tab.IV .7 - Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée n°01(sondage N°02)	48
Tab.IV 8 - Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 01 (sondage N°02).....	48
Tab.IV 9 - Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°02 (sondage N°02).	49
Tab.IV.10- Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°03 (sondage N°03).	49
Tab.IV.11 - Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°04 (sondage N°03).....	50
Tab.IV.12- Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°05 (sondage N°03).....	50
Tab.IV.13 - Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°06 (sondage N°05).....	51
Tab.IV.14 - Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°07 (sondage N°12).	51
Tab.IV.15 - Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 08 (sondage N°12).....	52
Tab.IV.16 - Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 09 (sondage N°12).....	52

Tab.IV.17 -Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 10 (sondage N°07).	53
Tab.IV.18 -Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°11 (sondage N°15).....	53
Tab.IV.19 -Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n°12 (sondage N°14).....	54
Tab.IV.20 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la pile n° 13 (sondage N°9).	54
Tab.IV.21 : Valeurs de la charge limite du groupe de pieux au niveau de la culée n°02 (sondage N°013).	55
Tab.IV.22 : Valeurs du Tassement d'un pieu Isolé (méthode de Meyerhof).....	57
Tab.IV.23 : Valeurs du Tassement d'un isolé (méthode de Frank).....	57
Tabl .IV.24 : Tassement des groupes de pieux de chaque niveau.....	58

Liste des photos :

Photo. I.1(b) - Localisation du site d'étude sur la carte (google earth)	4
Photo II.1 - Culée reposant sur le flysch Albo-Aptien.....	11
Photo. II.2 -Photo illustrant un effondrement du Trias des environs immédiats de l'implantation de la deuxième culée du viaduc.....	12

Annexes



ANNEXE A

Nom station : Barrage
El Agrem

Code station : 03 03 03

Coordonnées géographiques
Longitude : 05° 50' 11"
Latitude : 36° 44' 06"



Pluviométrie (mm)	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Annuel
2003 - 2004	123,9	51,6	130,5	281,2	177,6	88,3	65,9	109,3	82,3	61,3	0,0	0,0	1171,90
2004 - 2005	78,3	25,6	199,7	201,9	272,8	218,6	88,8	193,0	13,3	0,0	0,6	8,5	1301,10
2005 - 2006	80,1	40,4	164,2	208,0	188,0	189,0	70,3	45,7	41,8	2,6	0,0	18,9	1049,00
2006 - 2007	54,3	51,7	36,0	243,5	11,7	83,9	271,1	74,7	4,0	27,1	4,4	4,0	866,40
2007 - 2008	83,4	129,6	211,7	307,4	19,8	27,7	199,2	36,0	128,2	4,8	0,0	0,0	1147,80
2008 - 2009	136,2	30,4	161,5	136,6	331,4	109,6	87,7	162,1	26,5	0,0	0,5	7,7	1190,20
2009 - 2010	136,0	88,4	162,6	180,9	165,4	81,0	112,2	58,1	65,9	46,9	1,8	1,1	1100,30
2010 - 2011	58,4	271,7	190,3	110,3	102,3	216,1	78,4	90,9	40,1	31,1	0,5	0,0	1190,10
2011 - 2012	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
2012 - 2013	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

Donnée Pluviométrique de station d'El Agrem

Température (1/10 °C)	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Annuel
2003 - 2004													
Moyenne	240,00	210,00	167,00	15,00	107,00	126,00	129,00	147,00	163,00	208,00	226,00	252,00	166,00
2004 - 2005													
Moyenne	232,00	214,00	134,00	122,00	85,00	80,00	121,00	153,00	194,00	233,00	254,00	249,00	173,00
2005 - 2006													
Moyenne	236,00	212,00	165,00	119,00	102,00	115,00	146,00	189,00	213,00	247,00	273,00	256,00	189,00
2006 - 2007													
Moyenne	240,00	226,00	182,00	135,00	132,00	136,00	131,00	165,00	204,00	232,00	265,00	281,00	194,00
2007 - 2008													
Moyenne	240,00	200,00	152,00	125,00	127,00	134,00	134,00	170,00	193,00	226,00	269,00		
2008 - 2009													
Moyenne	246,00	204,00	147,00	120,00	114,00	109,00	129,00	145,00	206,00	243,00	286,00	273,00	185,00
2009 - 2010													
Moyenne	233,00	198,00	171,00	151,00	126,00	137,00	146,00	159,00	177,00	216,00	262,00	264,00	187,00
2010 - 2011													
Moyenne	234,00	203,00	156,00	137,00	125,00	115,00	142,00	176,00	193,00	223,00	265,00	278,00	187,00
2011 - 2012													
Moyenne	241,00		161,00	124,00	109,00	76,00	130,00	154,00	191,00	254,00	266,00	293,00	
2012 - 2013													
Moyenne	236,00	210,00	169,00	130,00	121,00	105,00	149,00	162,00	174,00	208,00	254,00	256,00	181,00

Donnée de la température de la station d'El Agrem

ANNEXE B

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

n	4					9			
	10		10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞
D/B	d/B								
10	2	1,52	1,14	1,00	1,00	2,02	1,31	1,00	1,00
	5	1,15	1,08	1,00	1,00	1,23	1,12	1,02	1,00
	10	1,02	1,01	1,00	1,00	1,04	1,02	1,00	1,00
25	2	1,88	1,62	1,05	1,00	2,48	2,57	1,16	1,00
	5	1,36	1,36	1,08	1,00	1,67	1,70	1,16	1,00
	10	1,14	1,15	1,04	1,00	1,23	1,26	1,06	1,00
50	2	2,49	2,24	1,59	1,00	4,06	3,59	1,96	1,00
	5	1,78	1,73	1,32	1,00	2,56	2,56	1,72	1,00
	10	1,39	1,43	1,21	1,00	1,78	1,87	1,46	1,00
100	2	2,54	2,26	1,81	1,00	4,40	3,95	3,04	1,00
	5	1,85	1,84	1,67	1,00	2,71	2,77	2,52	1,00
	10	1,44	1,44	1,46	1,00	1,84	1,99	1,98	1,00

n	16					25			
	10		10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞
D/B	d/B								
10	2	2,38	1,49	1,00	1,00	2,70	1,63	1,00	1,00
	5	1,30	1,14	1,02	1,00	1,33	1,15	1,03	1,00
	10	1,04	1,02	1,00	1,00	1,03	1,02	1,00	1,00
25	2	3,70	3,28	1,33	1,00	4,48	4,13	1,50	1,00
	5	1,94	2,00	1,23	1,00	2,15	2,23	1,28	1,00
	10	1,30	1,33	1,07	1,00	1,33	1,38	1,08	1,00
50	2	5,83	5,27	2,63	1,00	7,62	7,06	3,41	1,00
	5	3,28	3,38	2,16	1,00	4,04	4,23	2,63	1,00
	10	2,20	2,29	1,71	1,00	2,62	2,71	1,97	1,00
100	2	6,24	5,89	4,61	1,00	3,18	7,93	6,40	1,00
	5	3,54	3,74	3,47	1,00	4,33	4,68	4,45	1,00
	10	2,21	2,48	2,53	1,00	2,53	2,98	3,10	1,00

Essai pressiomertrique :

	Profondeur (m)	Pressions limie (PL) (Mpa)	Module pressiométrique(Ep)
SP 02	4,5	4,94	117
	6	4,98	94
	7,5	4,98	94
	9	4,99	20
	10,5	5,01	137
	12	5,02	132
	13,5	5,05	145
	15	3,94	19
	16,5	5,09	193
	18	5,09	110
	19,5	5,12	209
	21	5,14	150
	22,5	5,13	111
	24	5,14	123
	25,5	5,15	126
	27	5,18	100
	28,5	5,16	116
30	5,20	112	
SP 03	21	2,32	10
	22,5	2,82	38
	24	3,43	30
	25,5	5,09	321
	27	5,17	124
	28,5	5,17	117
30	5,19	131	
SP 05	16	1,65	7
	17,5	2,13	24
	19	3,17	15
	20,5	5,07	145
	22	3,99	66
	23,5	4,01	20
	28	5,17	118
29,5	5,18	183	
SP 06	12	1,84	9
	13,5	2,15	25
	15	2,15	16
	16,5	2,67	12
	18	3,48	12
	19,5	5,09	144
	21	5,12	123
	22,5	5,12	131
	24	5,16	148
	25,5	5,15	120
	27	5,18	141
	28,5	5,19	134
30	5,21	133	
SP 07	7,5	2,17	20
	9	1,68	47
	10,5	2,21	10
	12	2,73	18
	13,5	2,73	25
	15	2,74	21
	16,5	2,77	10
18	2,28	18	

	19,5	3,19	4
	21	5,12	152
	22,5	3,23	22
	24	4,05	17
	25,5	4,05	111
	27	3,27	15
	28,5	4,10	17
	30	3,30	22
<i>SP 09</i>	9	0,59	0
	10,5	0,65	4
	12	0,64	4
	13,5	0,73	4
	15	0,76	4
	16,5	0,76	4
	18	0,99	5
	19,5	1,20	4
	21	1,51	16
	22,5	1,82	9
	24	1,85	4
	25,5	1,85	10
	27	1,87	7
	28,5	2,19	5
<i>SP 10</i>	9	0,62	3
	10,5	0,90	4
	12	0,93	3
	13,5	0,72	3
	15	0,96	4
	16,5	1,05	4
	18	1,09	4
	19,5	0,89	3
	21	1,10	5
	22,5	1,53	6
	24	1,54	7
	25,5	1,36	7
	27	1,57	7
	28,5	1,38	6
<i>SC 12</i>	14	2,04	23
	16	3,48	16
	18	3,97	22
	20	5,01	23
	22	3,82	16
	24	5,16	152
	26	5,16	152
	28	5,17	123
	30	5,18	116
<i>SC 13</i>	32	1,10	4
	34	5,24	122
	36	5,27	136
	38	5,29	146
	40	5,31	147
	42	5,33	154
	44	5,35	131
	46	5,37	162
	48	5,38	28
	50	5,41	98
	32	5,22	105
	34	5,24	122

SC 14	36	5,27	135
	38	5,27	126
	40	5,31	154
	42	5,31	139
	44	5,35	109
	46	5,37	103
	48	5,39	149
	50	5,41	148
SC 15	14	2,43	13
	16	3,16	17
	18	5,01	46
	20	5,01	108
	22	5,05	71
	24	5,09	132
	26	5,12	104
	28	5,14	111
	30	5,18	169
	32	5,19	86
	34	5,22	115
	36	5,24	105
	38	5,29	111
	40	5,30	160
	42	5,31	134
	44	5,33	119
	46	5,35	139
48	5,37	95	
50	5,41	144	



Résumé

Dans le cadre de la réalisation du futur barrage de Tabellout, il a été décidé la construction d'un viaduc de 1200 m de longueur qui aura pour objet le remplacement et la déviation définitive d'un tronçon de la route nationale 77 qui sera immergé par l'eau du futur barrage.

Le but du présent travail est de vérifier la faisabilité des fondations afin de pouvoir proposer des variantes au service de la D T P. Les variables influent nos choix sont la nature lithologique du site, la géométrie des fondations proposés (fiches et diamètres) ainsi que l'aspect pratique de réalisation de ces fondations.

L'étude contient deux grandes parties complémentaires l'une pour l'autre

à savoir la géologie du site et la géotechnique. Un calcul de capacité portante des pieux forés avec une estimation empirique des tassements seront un guide pour les ingénieurs de la D T P afin de pouvoir prendre des décisions adéquates concernant ce projet.

Mots clés : barrage de Tabellout le viaduc, la faisabilité, géologiques, géotechniques.

Abstract:

As part of the realization of the future dam Tabellout, it was decided to build an overpass 1200 m long. It will be to replace and final deflection of a section of the national road 77 will be immersed by water dam future.

The purpose of this work is to verify the feasibility of the foundations in order to provide alternatives to the service of the DTP. Variables influence our choices are the lithological nature of the site, the geometry of the proposed foundations (sheets and diameters) and the practicality of achieving these foundations.

The study contains two main complementary parts, one for the other to know the site geology geotechnical t. A calculation of bearing capacity of bored piles with an empirical estimate of settlement will be a guide for engineers DTP in order to make appropriate decisions regarding the project.

Key words: dam Tabellout, viaduct, the feasibility, geological, geotechnical

ملخص

في إطار مشروع سد تابلوط قررت إدارة الإشتغال العمومية انجاز مشروع فني متمثل في جسر بطول 1200م لتعويض المقطع التي ستغمرها مياه السد من الطريق الوطني رقم 77 .

الهدف من هذه الدراسة هي تحديد مدى إمكانية انجاز الأساسات الخاصة بهذه الجسر في إطار دراسة تقنية تخص البنية التحتية لهذا المنشأ الفني و عليه تم العمل باعتبار طبيعة التربة وكذلك بافزاز عدة متغيرات فيما يخص الأبعاد الهندسية لهذه الأساسات (العمق و القطر).

المذكورة تحتوي بالأخص على قمتين هامتين و متكاملتين وهما جيولوجيا الموقع و الجيوتقنية حيث إن حساب قوة تحمل الأساسات العميقة مع حساب قيمة الهبوط تعبر معايير تام لأن تساعد مهندسي إدارة الإشتغال العمومية في أخذ القرارات الصحيحة و الملائمة فيما يخص هذا يخص المشروع الفني.

الكلمات المفتاحية :

جسر، سد تابلوط ، جيولوجية، و جيوتقنية