

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد الصديق بن يحيى - جيجل

Université Mohammed Seddik Benyahia -Jijel

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



كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم : علوم الأرض و الكون

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : **Master Académique en Géologie**

Option : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

Thème

**Etude de dimensionnement des fondations profondes
d'un passage supérieur PS -055.9, pénétrante
autoroutière Djendjen El-Eulma, Commune de Ain Sebt,
Wilaya de Sétif (Nord-est Algérien)**

Membres de Jury

Président : Dr. Hamadou Noureddine

Examineur : Mr. Kebab Hamza

Encadrant : Dr. Baghdad Abdelmalek

Présenté par :

Leghouchi Widad

Laifa Samia

Année Universitaire 2020-2021

Numéro d'ordre (bibliothèque) :.....

Remerciements

Quelques mots en préambule de cette étude, qui met un point d'orgue à une année riche et intense.

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah « الله » de nous avoir donné le courage, la patience et la santé d'accomplir ce modeste travail, et de nous avoir guidés vers le chemin du savoir.

Au terme de ce travail, la première personne que nous tenons à remercier est notre encadrant **Mr : BAGHDAD ABDELMALEK** pour l'orientation, la confiance, la patience qui a constitué un apport considérable sans laquelle ce travail n'aurait pas pu être menée au bon port. Un vivant hommage à sa haute personnalité.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons aussi à présenter nos remerciements aux responsables de l'université de Jijel et du département des sciences de la terre et de l'univers.

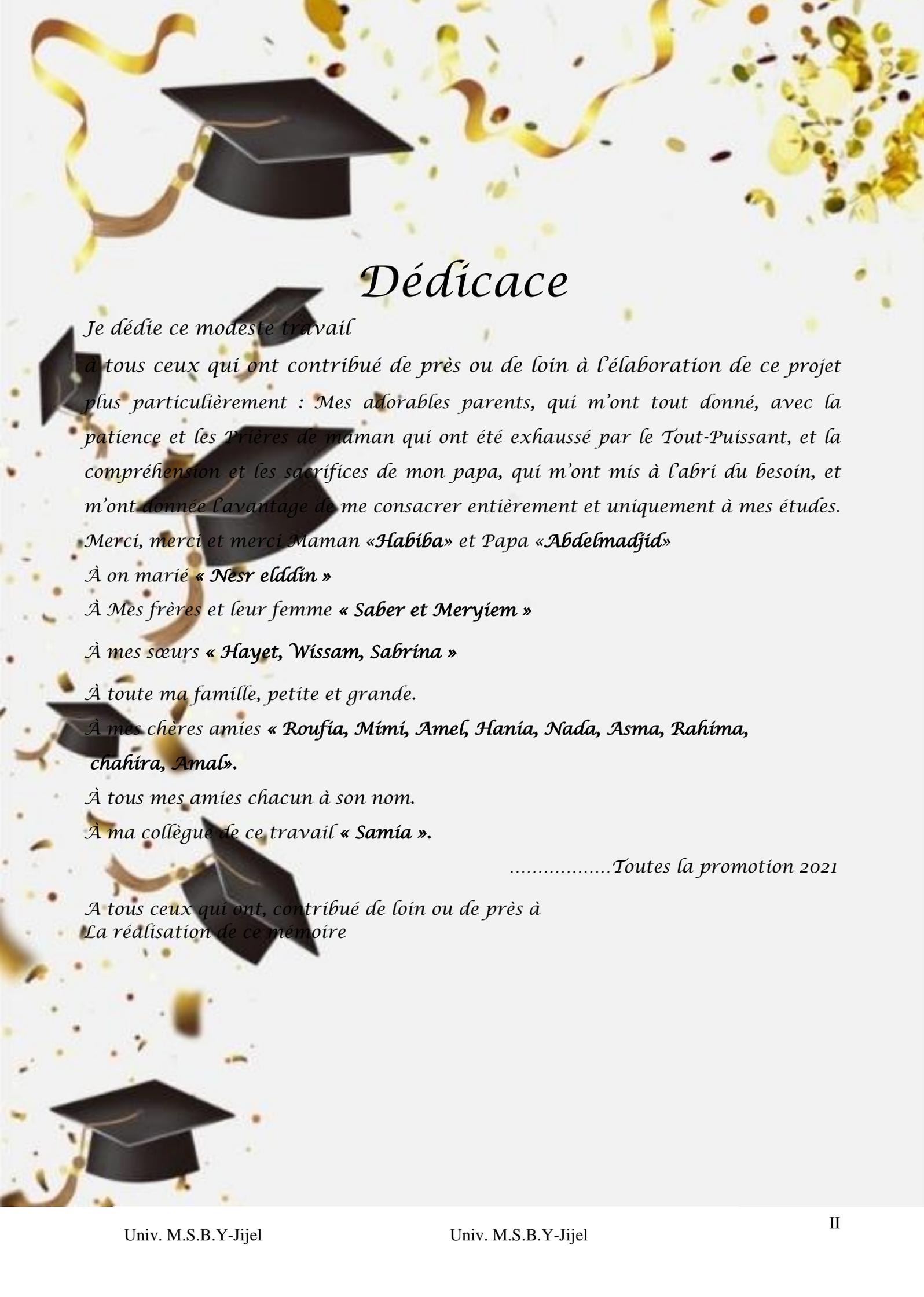
Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants qui depuis notre admission au département STU ont contribué de près ou de loin à notre formation, spécialement **Mr. BENZAID RIAD** pour nous avoir aidé à finaliser ce travail.

Sans oublier les ingénieurs de la Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Arts « **SAPTA** » Chacun en son nom, Merci !

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Samia / Widad

2020/2021



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet plus particulièrement : Mes adorables parents, qui m'ont tout donné, avec la patience et les Prières de maman qui ont été exhaussé par le Tout-Puissant, et la compréhension et les sacrifices de mon papa, qui m'ont mis à l'abri du besoin, et m'ont donnée l'avantage de me consacrer entièrement et uniquement à mes études.

Merci, merci et merci Maman «Habiba» et Papa «Abdelmadjid»

À on marié « Nesr elddin »

À Mes frères et leur femme « Saber et Meryiem »

À mes sœurs « Hayet, Wissam, Sabrina »

À toute ma famille, petite et grande.

À mes chères amies « Roufia, Mimí, Amel, Hania, Nada, Asma, Rahima, chahira, Amal».

À tous mes amies chacun à son nom.

À ma collègue de ce travail « Samia ».

.....Toutes la promotion 2021

*A tous ceux qui ont, contribué de loin ou de près à
La réalisation de ce mémoire*



Widad

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet plus particulièrement : Mes adorables parents, qui m'ont tout donné, avec la patience et les Prières de maman qui ont été exhaussé par le Tout-Puissant, et la compréhension et les sacrifices de mon papa, qui m'ont mis à l'abri du besoin, et m'ont donnée l'avantage de me consacrer entièrement et uniquement à mes études. Merci, merci et merci Maman « **Mahbouba** » et Papa « **Mahai eldinne** ».*

*À Mon frères « **Youssef** »*

À toute ma famille, petite et grande.

*À mes chères amies « **Safia, Roufia, Mimi, Amel, Hania, Naila, Mouna, Chahira, Houyam, Hanan** ».*

À tous mes amies chacun à son nom.

*À ma collègue de ce travail « **Widad** ».*

.....Toutes la promotion 2021

*A tous ceux qui ont, contribué de loin ou de près à
La réalisation de ce mémoire*

Samia

SOMMARE

REMERCIEMENTS	I
DEDICACE	II
INTRODUCTION GENERALE	1

CHAPITRE I : SITUATION GEOGRAPHIQUE

I. Généralités sur le site.....	3
I.1. Présontation de zone d'étude.....	3
I.2. Contexte géomorphologique.....	4
I.2.1. Relief et pentes.....	4
I.2.2. Carte des pentes	5
I.3. Contexte hydrique.....	5
I.4. Climat	6
I.5. Végétation.....	6
I.6. Réseau hydrographique	7
I.7. Sismicité	7
I.8. Conclusion	9

CHAPITRE II : CONTEXTE GEOLOGIQUE

II.1. Introduction	11
II.2. Description géologiques des terrains.....	11
II.2.1. Le socle Kabyle	11
II.3.1. L'Oligo-Miocène kabyle	12
II.3.2. Les Olistostromes	12
II.4. Les formations de type flysch	13
II.4.1. Le flysch maurétanien	13
II.4.2. Le flysch massylien	13
II.4.3. Le flysch numidien	14
II.5. Les formations telliennes	14
II.6. Les formations post- nappe	15
II.7. Les formation Quaternaire	15
II.8. Les roches magmatiques	15
II.9. Géologie locale.....	15
II.9.1. Nappe tellienne	17
II.9.2. La nappe numidienne.....	17
II.10. Conclusion.....	17

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

III.1. Introduction.....	20
III.2. Campagne de reconnaissance géotechnique	20
III.2.1. Essais in situ	20
a) Sondages carottés	20
b) Sondages pressiométriques	24
c) Sondage Piézométrique	27
d) L'essai S.P.T (Standard Pénétration Test)	28
III.2.2. Essais au laboratoire.....	29
III.2.2.1. Essais physiques	30
III.2.2.2. Essais mécaniques	33
III.2.2.3. Analyse chimique	35
III.3. Conclusion	36

CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES

IV.1. Introduction.....	38
IV.2. Présentation générale de l'ouvrage	38
IV.3. Présentation des paramètres de calcul	39
IV.4. Descente de charge	39
IV.4.1. Combinaison des charges	39
IV.5. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage.....	41
IV.6. Capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique	42
IV.6.1. Calcul de la charge limite totale Q_l	42
IV.6.2. Calcul de la charge admissible aux états limites	47
IV.6.3. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N° 1) à partir des résultats d'essai pressiométrique :	47
IV.7. Capacité portante d'un pieu foré isolé à partir de l'essai SPT	48
IV.7.1. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N°1).....	53
IV.8. Comportement d'un groupe de pieux	55
IV.8.1. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiale	55
IV.8.2. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux	56
IV.8.2.1. A partir des résultats de l'essai Pressiométrique	56
IV.8.2.2. A partir des résultats de l'essai SPT	59
IV.9. Analyse et interprétation des résultats obtenus.....	62
IV.9.1. Le nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode.....	64
IV.10. Conclusion	65

CHAPITRE : MODELISATION DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

V.1. Introduction	67
V.2. Logiciel de calcul par MEF en géotechnique.....	67
V.2.1. Logiciel SIGMA/W	67
V.2.2. Modélisation numérique par éléments finis	68
a) Discrétisation du maillage	68
b) Condition aux frontières.....	68
c) Propriété des matériaux	69
V.3. Application au projet du passage supérieure PS 55+900	69
V.3.1. Géométrie du problème	69
V.3.2. Définition des paramètres des matériaux	69
V.3.3. Génération du maillage	70
V.3.4. Charge de la superstructure	70
V.3.5. Visualisation des résultats	70
V.4. Conclusion	75
CONCLUSION GENERALE	76
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	78

Liste des Tableaux

Tab.I.1.	Coefficient	d'accélération	de	zone	A	(RPA, 2003).....	9		
Tab.III.2.	Coordonnées	UTM		des		sondages carottés.....	20		
Tab.III.3.	Description	lithologique	des	sondages	carottés	(LNHC, 2016).....	21		
Tab.III.4.	Résultats		des			sondages pressiométriques.....	24		
Tab.III.5.	Classification des sols d'après E_M/P_L (Ménard, 1975).....						25		
Tab.III.6	:	Caractéristiques	géotechniques	des	sites	(RPOA, 2008).....	25		
Tab.III.7.	Classification	des	sols	au	niveau	du	site d'étude.....	26	
Tab.III.8.	Résultats		des			relevés piézométriques.....	26		
Tab.III.9.	Résultats		des			essais SPT.....	27		
Tab.III.10.	Propriétés		physiques			des sols.....	29		
Tab.III.11.	Résultats		des			analyses granulométriques.....	30		
Tab.III.12.	Etat et type de sol en fonction de l'indice de plasticité (Sanglérat et Costet, 1983)...						31		
Tab.III.13.	Résultats		des			limites d'Atterberg.....	31		
Tab.III.14.	Résultats					d'essais œdométriques.....	32		
Tab.III.15.	Classification	des	sols	par	l'indice	de	compressibilité C_c	33	
Tab.III.16.	Classification de sol par le coefficient de gonflement C_g						33		
Tab.III.17.	La	pression	de	gonflement	d'échantillon	(Seed	et	al, 1962).....	34
Tab.III.18.	Analyses	chimiques		des		sols testés.....	34		

Liste des Tableaux

Tab.IV.19. Récapitulatif de descente de charge pour les culées C1 et C2.....	39
Tab.IV.20. Récapitulatif de descente de charge pour les piles 01.....	40
Tab.IV.21. Récapitulatif des charges pour les culées C1 et C2 et le pile.....	40
Tab.IV.22. Définition des catégories conventionnelles de sols (Fascicule n°62, titre V).....	41
Tab.IV.23. Valeurs du facteur de portance K_p (Fascicule n°62, titre V).....	43
Tab.IV.24. Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (Principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art) (Fascicule n°62, titre V).....	45
Tab.IV.25. Résultats de calcul de la capacité portante d'n pieu isolé à partir des résultats de L'essai Pressiométrique.....	47
Tab.IV.26. Valeur de (K_s) en (Mpa) selon Aoki et Velloso (1975).....	48
Tab.IV.27. Valeur de (K_S) en (MPA) selon Decourt et Quaresma (1982).....	49
Tab.IV.28. Valeur de (k_s) en (Mpa) selon Lopes Lapovitera (1988).....	49
Tab.IV.29. Valeur de (n_s) en (Kpa) selon Aoki et velloso.....	50
Tab.IV.30. Valeur de (n_s) en (Kpa) selon Lopes et Laprovitera (1988).....	51
Tab.IV.31. Résultats de calcul de la capacité portante d'n pieu isolé à partir des résultats de L'essai SPT.....	54
Tab.IV.32. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, di: Univ. M.S.B.Y-Jijel Univ. M.S.B.Y-Jijel étrique (Culée 01).....	56
Tab.IV.33. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la Longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage Préssiométrique (Culée 02).....	57
Tab.IV.34. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur...58	

Liste des Tableaux

Tab.IV.35. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage SPT (Culée01, sondage 02).....	59
Tab.IV.36. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage SPT (Culée 02, sondage 02).....	60
Tab.IV.37. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage SPT (Pile, sondage 02).....	61
Tab.IV.38. Récapitulatif des résultats obtenus pour chaque méthode.....	62
Tab.IV.39. Récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur, diamètre et entraxe des pieux).....	64
Tab.V.40. Paramètres physico-mécaniques du sol de fondation et des pieux.....	68
Tab.V.41. Charge de la superstructure en fonction de l'appui.....	69
Tab.V.42. Valeurs du tassement du groupe de pieux des différents appuis.....	74

Liste des figures

Fig.I.1. Plan de situation du projet du passage supérieur (extraite de la carte topographique de TAMSGUIDA 49 1/50.000 et la carte topographique de Djemila 71 1/50.000).....	4
Fig.I.2. Carte des pentes de la région d'étude (carte MNT 30 m de résolution)	5
Fig.I.3. Carte pluviométrique pour l'Algérie du Nord (source : ANRH, Agence Nationale des Ressources Hydriques, 1993).....	6
Fig.I.4. Carte du réseau hydrographique du grand bassin versant d'Oued El Kebir	7
Fig.I.5. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003.....	8
Fig.II.6. Schéma structural de la méditerranée occidentale (Durand Delga,et Fontboté;1980	11
Fig.II.7. Colonne stratigraphique du flysch Massylien (Djellit, 1987).....	14
Fig.II.8. Carte géologique de site étudiée (extraite de la carte géologique Tamesguida N°49 1/50000).....	16
Fig.II.9. La coupe géologique de site.....	16
Fig.III.10. Implantation des sondages carottés selon la carte géologique de site étudiée (extraite de la carte géologique Tamesguida N°49 1/50000).....	20
Fig.III.11. Photos illustrant les carottes obtenues au niveau du sondage N°02.....	21
Fig.III.12. Colonnes lithologiques des sondages carottés Sc01 et Sc02.....	22
Fig.III.13. Coupe lithologique le long des sondages Sc01 et Sc02.....	22
Fig.III.14. Classification des sols selon l'abaque de plasticité de Casagrande.....	32
Fig.IV.15. Vue en élévation du passage supérieur (SAPTA, 2019).....	37
Fig.IV.16. Courbe de chargement axial d'un pieu (Frank, 2019).....	42
Fig.IV.17. Définition de la pression limite équivalente au Pressiomètre (Fascicule n°62, titre V).....	44
Fig.IV.18. Définition de l'encastrement équivalent (Fascicule n°62, titre V).....	44
Fig.IV.19. Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu (Fascicule n°62, titre V).....	46
Fig.IV.20. Schéma de conception de la semelle de la culée01.....	56
Fig.IV.21. Schéma de conception de la semelle de la culée02.....	57
Fig.IV.22. Schéma de conception de semelle pour la pile.....	58
Fig.IV.23. Schéma de conception de semelle pour la culée 01.....	59
Fig.IV.24. Schéma de conception de semelle pour la culée 02.....	60
Fig.IV.25. Schéma de conception de semelle pour la pile.....	61
Fig.IV.26. Capacité portante admissible (tonne) d'un pieu isolé par la méthode SPT et pressiométrique.....	62

Liste des figures

Fig.IV.27. Capacité portante admissible (tonne) d'un groupe des pieux par la méthode SPT et pressiométrique.....	63
Fig.IV.28. Nombre de pieux obtenus par la méthode SPT et pressiométrique.....	63
Fig.V.29. Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites.....	69
Fig.V.30. Iso-valeurs de tassement vertical (Culée 01, groupe de pieux 3x3).....	70
Fig.V.31. Valeur maximale du tassement en mètres (culée 01).....	70
Fig.V.32. Iso-valeurs des contraintes totales moyennes (Culée 01).....	71
Fig.V.33. Iso-valeurs de tassement vertical (Culée 02, groupe de pieux 3x3).....	71
Fig.V.34. Valeur maximale du tassement en mètres (culée 02).....	72
Fig.V.35. Iso-valeurs des contraintes totales moyennes (Culée 02).....	72
Fig.V.36. Iso-valeurs de tassement vertical (Pile, groupe de pieux 2x4).....	73
Fig.V.37. Valeur maximale du tassement en mètres (Pile).....	73
Fig.V.38. Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (Pile).....	74

Résumé

Le présente travail concerne l'étude d'un passage supérieur situé à la commune d'Ain Sebt (wilaya de Sétif) au pk 55+900 et qui fait partie du projet de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen et Eulma.

Une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique a été effectuée au niveau du site afin de déterminer la nature lithologique et les caractéristiques physico-mécaniques des sols constituant le site. De point de vue géologique les terrains de fondation sont composés par du grès en bancs grossiers et intercalés avec des argiles couvrant la partie haute et représentant la nappe numidienne. Les pentes sont recouvertes par des terrasses dilacérées sur lesquelles sont développés des éboulis de pente composés par une matrice argileuse dans laquelle sont enchâssés des blocs de nature gréseuse, l'ensemble repose sur des formations telliennes représentées par une série mano-pélimitiques, des marnes et des marno-calcaires d'âge Cénomaniens.

A partir des résultats de l'étude géotechnique, une démarche de dimensionnement des fondations profondes a été entreprise qui consiste à évaluer de la charge limite d'un pieu isolé et du groupe de pieux en prenant en considération la descente de charge de la superstructure et cela en se basant sur la méthode pressiométrique et SPT.

Les résultats de dimensionnement des fondations profondes ont permis de bien estimer la variante la plus appropriée et cela fonction de la profondeur et du nombre de pieux par appui. L'estimation des tassements a été évaluée par modélisation numérique avec le code SIGMA/W qui a donné des valeurs largement admissibles.

Mots-clés : Ain Sebt, fondation profonde, pressiomètre, pieu, charge limite, tassement.

Abstract

This study concerns the study of an overpass located in the commune of Ain Sebt (wilaya of Sétif) at pk 55 + 900 and which is part of the project of the penetrating motorway connecting the port of Djen Djen and Eulma.

A geological and geotechnical reconnaissance campaign was carried out at the site in order to determine the lithological nature and the physico-mechanical characteristics of the land constituting the site. From a geological point of view, the foundation grounds are composed of sandstone in coarse beds and interspersed with clays covering the upper part and representing the Numidian nappe.

The slopes are covered by dilacerated terraces on which are developed slope scree composed by a clay matrix in which are embedded blocks of sandstone nature, the whole rests on tellian formations represented by a mano-pelitic series, marls and marl-limestone of Cenomanian age.

From the results of the geotechnical study, a deep foundation sizing process was undertaken which consists of evaluating the limit load of an isolated pile and of the group of piles, taking into account the load descent of the superstructure and this based on the pressuremeter method and SPT.

The sizing results of the deep foundations made it possible to properly estimate the most appropriate variant, depending on the depth and the number of piles per support. The estimate of settlements was evaluated by numerical modeling with the SIGMA / W code which gave widely admissible values.

Keywords: Ain Sebt, deep foundation, pressuremeter, pile, limit load, settlement.

ملخص

تتعلق هذه الدراسة بدراسة جسر علوي يقع ببلدية عين السبت (ولاية سطيف) عند النقطة الكيلومترية 55+900 وهو جزء من مشروع الطريق السريع الذي يربط بين ميناء جن جن و مدينة العلمة.

تم تنفيذ حملة استطلاع جيولوجية وجيوتقنية في الموقع من أجل تحديد الطبيعة الصخرية والخصائص الفيزيائية و الميكانيكية للأرض المكونة للموقع. من وجهة النظر الجيولوجية، تتكون أسس الموقع من الحجر الرملي في طبقات خشنة وتتخللها صلصال تغطي الجزء العلوي وتمثل التشكيلة النوميديّة. المنحدرات مغطاة بمصاطب متهاكّة تم تطويرها على المنحدرات الصخرية المكونة من مصفوفة من الطين تتكون من كتل مدمجة من الحجر الرملي، وتستند كلها على تشكيلات تيليان ممثلة بسلسلة مانو-بيليت، مارل وحجر جيرى مارل من العصر السينوماني.

من نتائج الدراسة الجيوتقنية، تم إجراء عملية تحجيم الأساسات العميقة والتي تتكون من تقييم الحمل المحدود لكومة معزولة ومجموعة الركائز، مع الأخذ في الاعتبار نزول حمولة البنية الفوقية وهذا يعتمد على طريقة مقياس الضغط و SPT. مكنت نتائج تحجيم الأساسات العميقة من تقدير المتغير الأنسب، اعتماداً على العمق وعدد الركائز لكل دعامة. تم تقييم تقدير التسوية من خلال النمذجة العددية باستخدام كود SIGMA / W الذي أعطى قيماً مقبولة على نطاق واسع.

الكلمات المفتاحية: عين سبت، أساسات عميقة، مقياس ضغط، ركيزة، حد تحميل، تسوية.

Introduction générale

Introduction générale

La conception des ouvrages d'arts 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, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. Elle résulte d'une démarche rigoureuse dont l'objectif est de l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Dans ce projet, nous nous sommes intéressées à l'étude d'un passage supérieur au niveau du Pk 55+900, situé dans la région de Ain Sebt (wilaya de Sétif) et faisant partie de la pénétrante autoroutière Djendjen El Eulma. Le but de ce travail est de déterminer le mode de fondation sur pieux le plus efficace du point de vue technique et économique et d'effectuer une étude comparative entre méthodes de dimensionnement des fondations profondes utilisée, basée sur la méthode pressiométrique et la méthode standard pénétration test (SPT), a la suite effectuée une modalisation à l'aide du logiciel Geostudio2007 (version 7.10, Build4143) (i.e.SIGMA/M).

Notre travail consiste à étudier le sol de fondation, à travers une campagne de reconnaissance géotechnique menée sur terrain et au laboratoire afin de connaître la lithologie des terrains, l'horizon d'ancrage des fondations, la stabilité des pentes et la portance des sols.

Pour mener à bien notre travail, nous avons subdivisé notre manuscrit en cinq chapitres, présentés comme suit :

Une introduction générale,

- Chapitre I : situation géographique
- Chapitre II : Contexte géologique,
- Chapitre III : reconnaissances géotechniques,
- Chapitre IV : Dimensionnement des fondations profondes de l'ouvrage,
- Chapitre V : Modalisation de l'interaction sol structure,

Au terme de cette étude nous aurons à présenter une conclusion générale faisant ressortir les principaux résultats en revenant sur les objectifs de l'étude et qui met en évidence l'intérêt de celle-ci.

CHAPITRE I

SITUATION GEOGRAPHIQUE

I. Généralités sur le site**I.1. Présentation de zone d'étude**

Le site d'étude est situé au Nord-Est du chef-lieu de la wilaya de Sétif, plus précisément à 5 km au Nord-Est de la commune d'Aïn Sebt, et à 20 km de la Daïra de Beni Aziz. Cette dernière est située au Nord-Est de Sétif (Fig. I.1), au pied de la montagne de Sidi Mimoun (1646 m), Beni Aziz à une superficie de 231 km² et plus de 43000 habitants et comprend les communes suivantes : Beni Aziz, Aïn Sebt et Maouia.

La commune de Beni Aziz est délimitée par la Wilaya de Jijel au Nord, au Sud par la daïra de Djmila, à l'Est par la Wilaya de Mila et à l'Ouest par les communes Dhamcha et Serdj Elgol. Le projet du passage supérieur objet d'étude fait partie du projet de la pénétrante autoroutière Jijel-Eulma (PK 55+900) qui la raccorde à la Route Nationale N°77. Le projet est situé à l'Est de la commune de Aïn Sebt, il est limité au Nord par Machtat El Melha, à l'Est par Machtat Dar Ameur et au Sud par El Meroudj El Kriba qui s'élève à 900 m d'altitude

Les coordonnées géographiques de passage supérieur PK 55+900 :

Longitude : 5°46'9.02"E

Latitude : 36°30'34.61"N

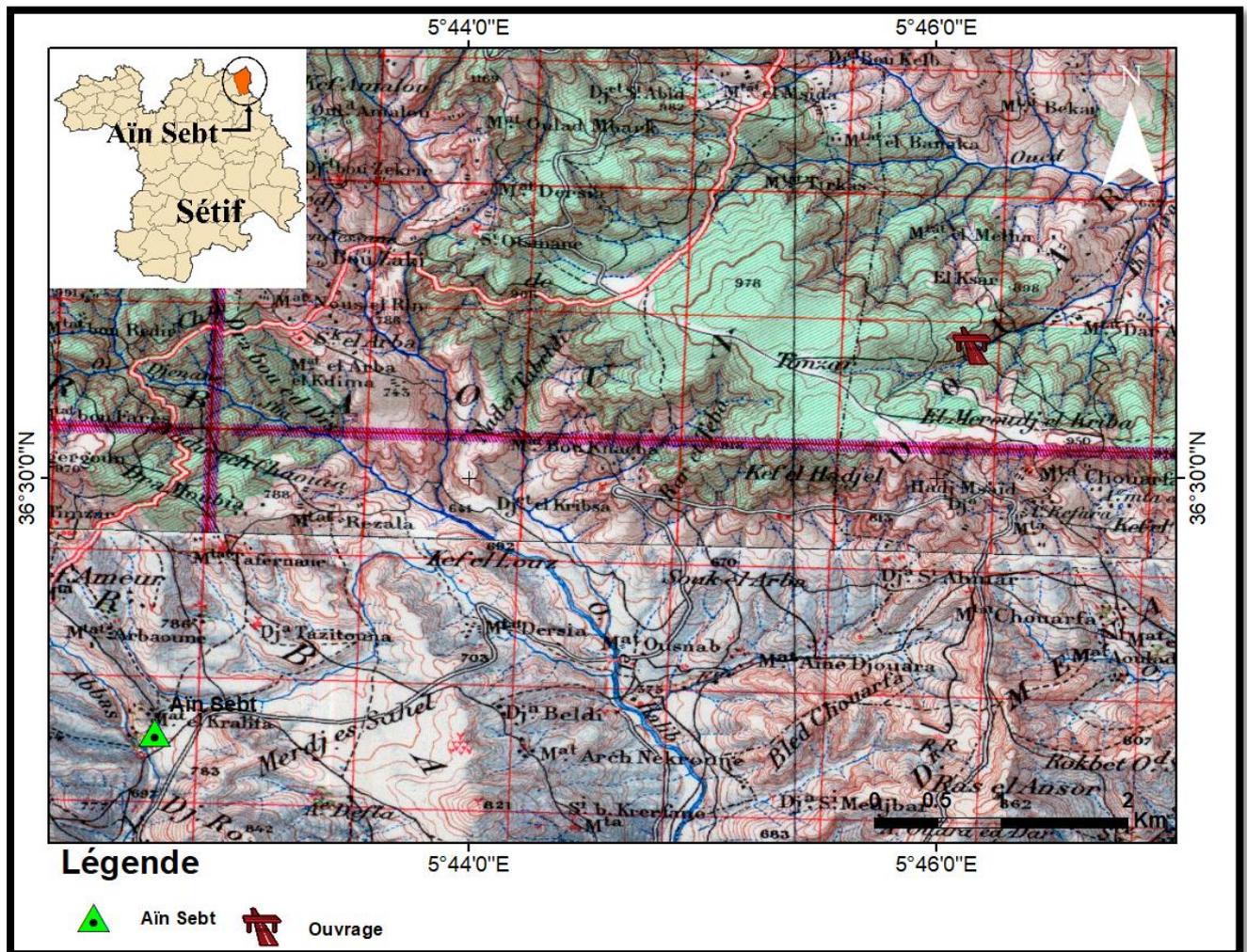


Fig.I.1. Plan de situation du passage supérieur (extraite de la carte topographique de TAMSGUIDA 49 1/50000 et la carte topographique de DJEMILA 71 1/50000)

I.2. Contexte géomorphologique

I.2.1. Relief et pentes

La zone d'étude fait partie de l'atlas tellien, les reliefs sont très accidentés. La forme générale de la topographie s'ouvre à toutes les expositions ; cependant l'exposition dominante est Sud-est, le relief de la zone Nord est le plus accentué.

Le couvert forestier est en partie dégradé par les incendies et les pacages ; par conséquent les sols sont sujet à l'érosion hydrique qui dégrade leur structure et diminue leur fertilité. La zone Sud se caractérise par des monts (sommets) dépourvus de végétations.

Les altitudes sont comprises entre 1646 m au Nord (point culminant de Djebel Sidi Mimoun) et 554 m au Sud (confluences des oueds El Kebir, Bourdime et Menaa). Le secteur des hautes altitudes (1000-1600 m), est constitué par une série de sommets :

Djebel Sidi Mimoune, Djebel Sidi Salah, Essoumaa et Gueroua, constitués des roches calcaires et de grès. Le secteur des moyennes altitudes (500-1000 m) représente les $\frac{3}{4}$ environ de la région, les roches correspondantes sont les calcaires, grès et marnes noires.

I.2.2. Carte des pentes

Les pentes réalisées, de la région étudiée permis de montrer cinq (05) classes de pentes, la région est caractérisée par des pentes moyennes à fortes. Ces valeurs de pentes se trouvent dans les zones montagneuses précédemment citées. Cependant notre tronçon routier objet de cette étude traverse des zones de moyenne à forte pente estimée supérieure à 35 % (Figure I.2).

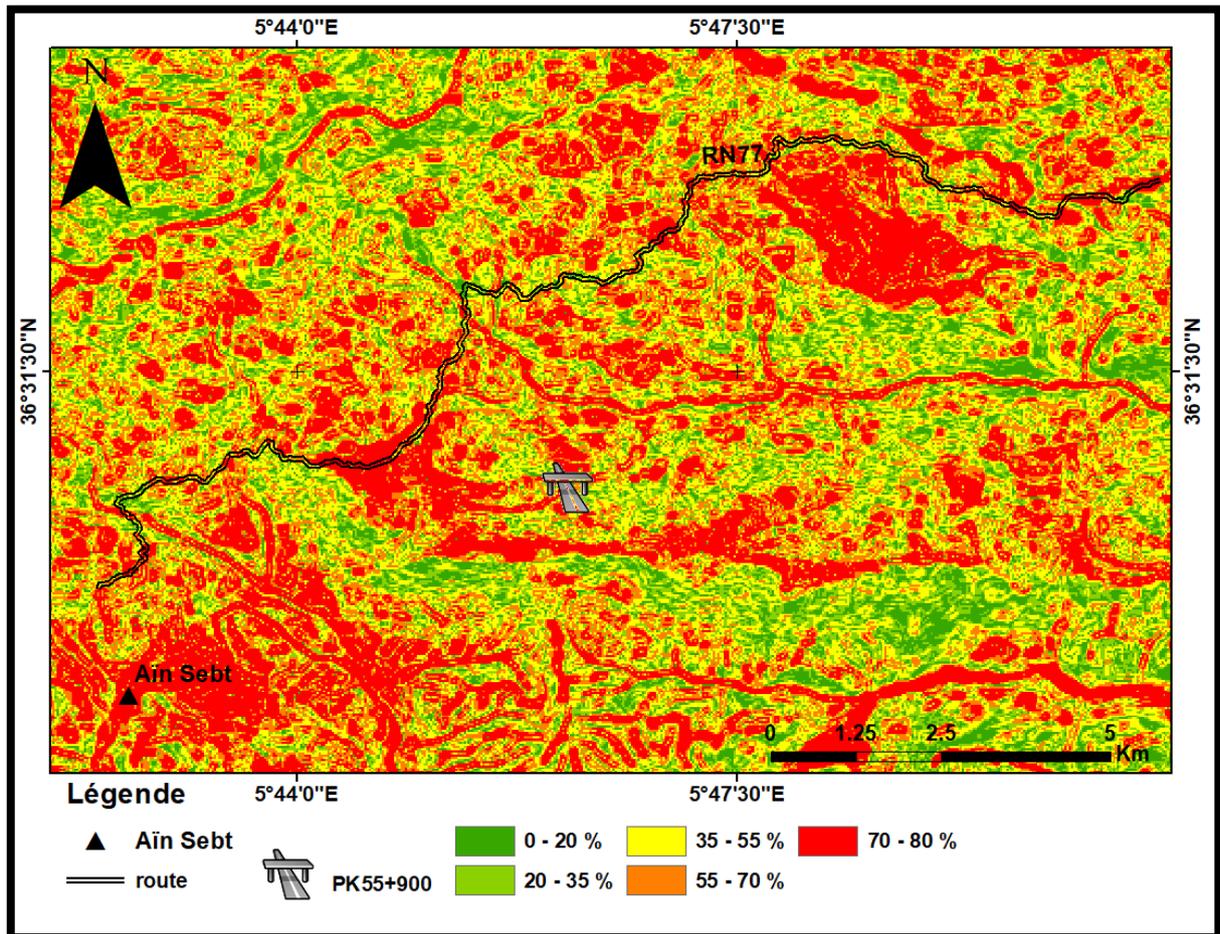


Fig.I.2. Carte des pentes de la région d'étude (carte MNT 30 m de résolution)

I.3. Contexte hydrique

La zone d'étude recèle d'importantes potentialités hydriques superficielles. Le réseau hydrographique est constitué par quatre oueds dont trois principaux (oued El Kebir, oued Bourdime, et oued Menaâ avec un influent d'oued El Kebir (Oued Sidi Abbas).

Ces oueds ne tarissent pas en été, ils sont alimentés par de nombreuses sources, mais ces eaux ne sont ni mobilisées, ni utilisées par manque d'aménagement hydrauliques, tels que les barrages et les retenues collinaires. Seulement une faible partie de ces eaux est utilisée pour l'irrigation des plantations fruitières et maraichères à proximité des oueds.

I.4. Climat

La zone d'étude se caractérise par un climat continental sub-humide, avec des étés chauds et secs et des hivers froids assez pluvieux. Elle est située sur des grandes hauteurs ; caractérisée par des chutes de neige annuelle allant jusqu'à 40 cm, les pluies sont insuffisantes et irrégulières à la fois dans le temps et dans l'espace ; elles varient entre 1000 et 1100 mm /an dans les zones Nord et 400 mm/an dans les zones des hauts plateaux (Fig.I.3), les mois de juillet et août la température augmente et pouvant atteindre 40°C (Service de météo d'Ain Sfiha, Sétif).

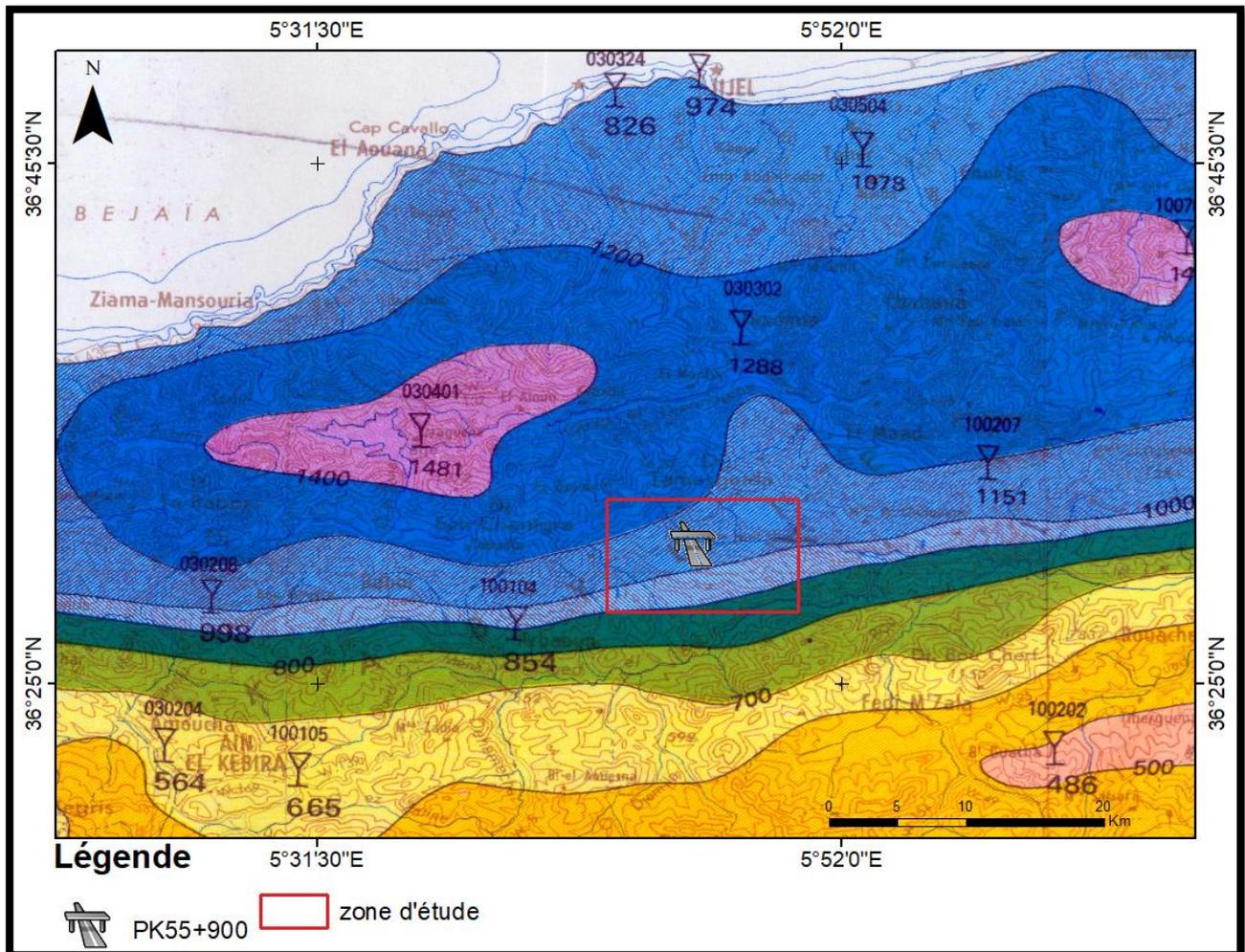


Fig.I.3. Carte pluviométrique pour l'Algérie du nord (source :ANRH, Agence Nationale des Ressources Hydrique, 1993)

I.5. Végétation

Beni Aziz est située dans la zone montagneuse de la région de Sétif, caractérisée par un climat continental sub-humide ; ceci s'explique par la surface forestière importante qui est estimée à 4630 hectares, ce qui représente 19,50% de la superficie de Beni Aziz dont 2680 hectares est naturelle et 1500 hectares artificielles. Le couvert végétal est représenté par : le chêne liège, le chêne vert, le chêne zéen et le pin d'Alep.

I.6. Réseau hydrographique

Les oueds de la région se caractérisent par un écoulement irrégulier conséquence de la variation des conditions climatiques (les précipitations, chute de neige, les températures...).

Le réseau hydrographique du grand bassin versant d'oued El Kebir (Aïn Sebt) est constitué essentiellement par de nombreux oueds (oued Menar, oued el Halib, oued ouled Menar, oued Bou Salah...etc) (Fig.I.4), ainsi de nombreux chaâbates qui drainent les eaux de surface vers les différents oueds qui s'écoulent vers l'oued principal oued El Kebir.

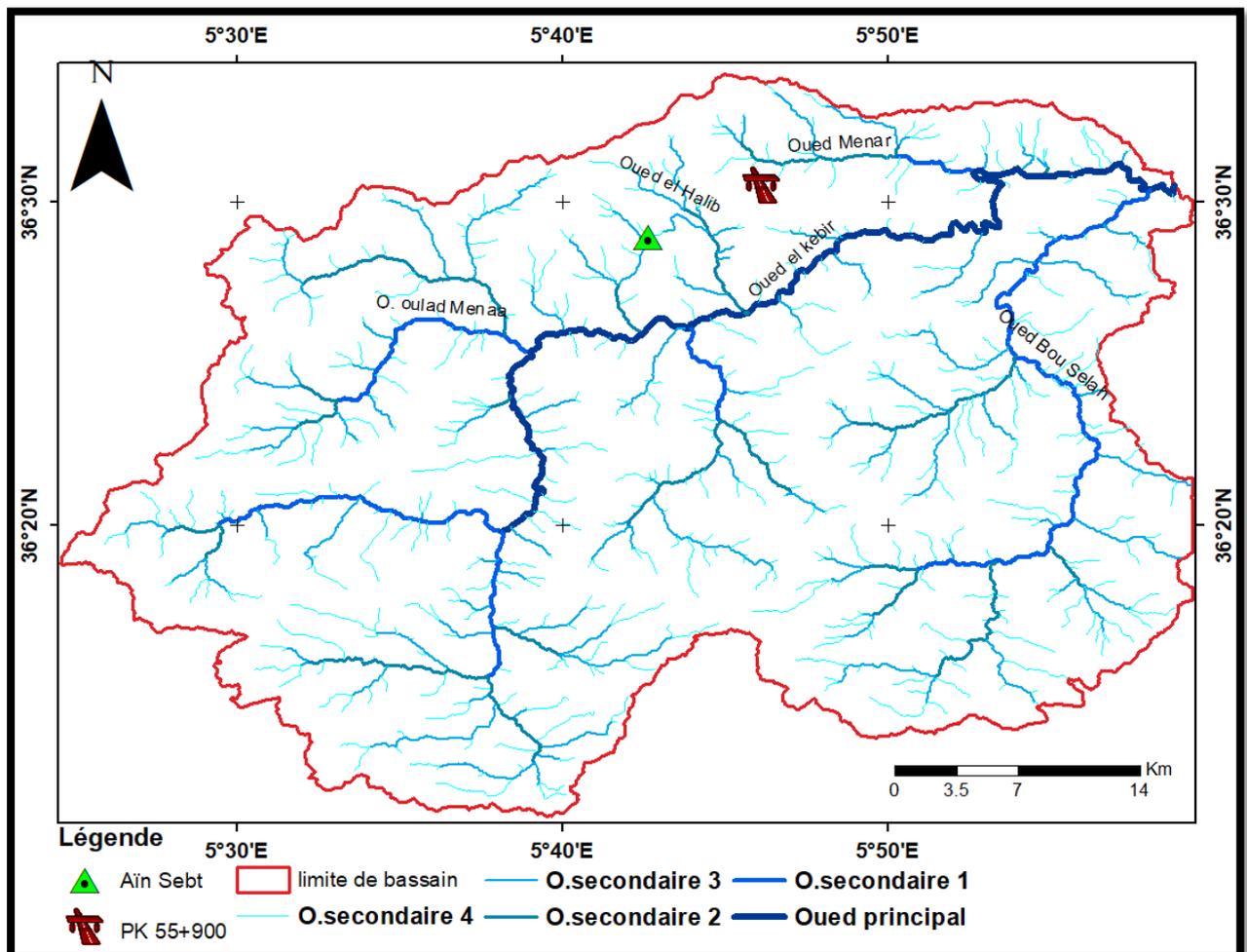


Fig.I.4. Carte du réseau hydrographique du grand bassin versant d'oued el kebir

I.7. Sismicité

L'activité tectonique récente du nord de l'Algérie est la conséquence de la convergence entre les plaques lithosphériques africaines et eurasiennes. Le nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épiscopale. À titre d'exemple, le violent séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, de par son intensité, à causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

Selon le RPA version 2003 (Règles Parasismique Algérienne), cinq (5) zones sont définies en Algérie en fonction de leur activité sismique croissante (Fig. I.5) :

- ✚ Zone 0 : sismicité négligeable ;
- ✚ Zone I : sismicité faible ;
- ✚ Zone II -a : sismicité moyenne ;
- ✚ Zone II -b : sismicité élevée ;
- ✚ Zone III : sismicité très élevée.

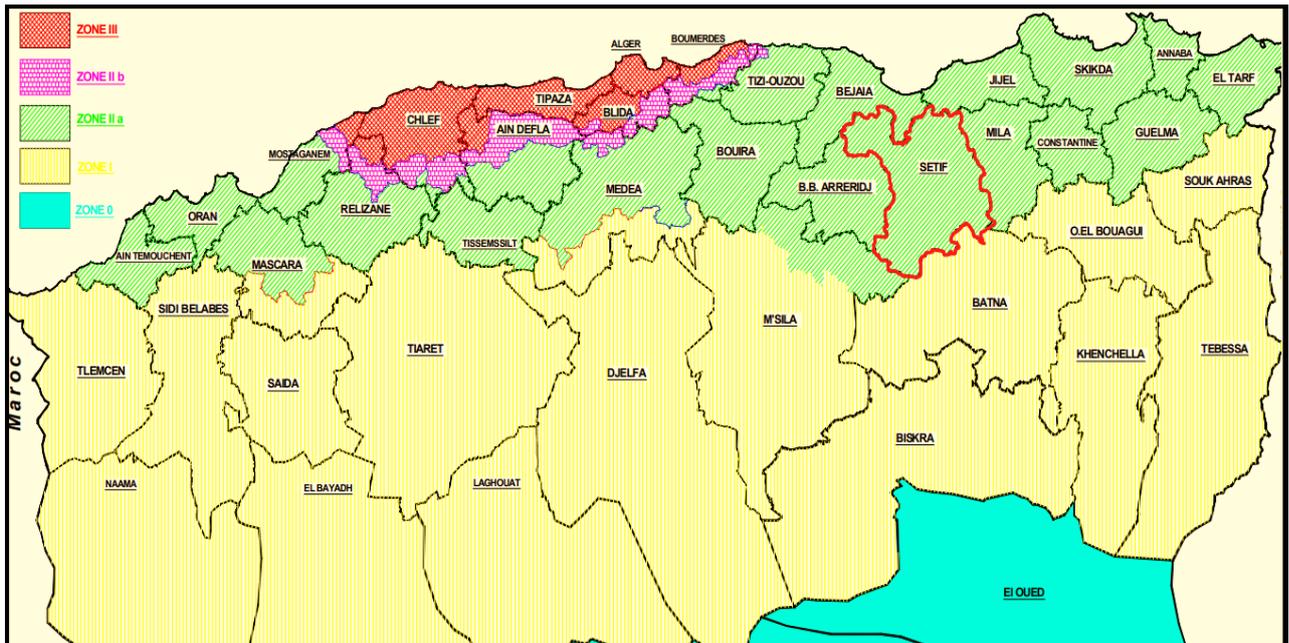


Fig.I.5. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003

D'après la carte de zonage la wilaya de Sétif classées a la zone moyenne.

Tout ouvrage exposé au domaine d'application des règles parasismiques Algériennes, RPA 99 (version 2003) y compris les ouvrages d'arts, doivent être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après.

- ✓ Groupe IA : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe IB : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe II : ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe III : ouvrage de faible importance.

Pour tout calcul d'ouvrage et selon le RPA, un coefficient d'accélération est attribué, fonction de la zone et du groupe de l'ouvrage, suivant le tableau (tab.I.1) :

Tab.I.1. Coefficient d'accélération de zone A (RPA, 2003)

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
IA	0.15	0.25	0.30	0.40
IB	0.12	0.20	0.25	0.30
II	0.10	0.15	0.20	0.25
III	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre ouvrage est classé en catégorie « ouvrage de grande importance » puisqu'il fait partie du tracé de la pénétrante autoroutière Jijel-Eulma. Pour cela, on prendra un coefficient d'accélération de zone égal à ($A= 0.25$), fonction de l'importance de l'ouvrage.

I.8. Conclusion

L'ouvrage objet d'étude est situé à environ de 5 km de distance au Nord-Est la commune de Ain Sebt et à 20 km de la Daïra de Beni Aziz (wilaya de Sétif). La région d'étude est caractérisée par :

- Un climat continental, caractérisé par un hiver froid assez pluvieux, et un été chauds et secs. Une chute de neige annuelle allant jusqu'à 40 cm ; et une importante pluviométrie variant entre 700 et 800 mm /an dans les zone Nord.
- Un relief montagneux accidenté, hétérogène, située entre deux régions différentes : l'Atlas tellien au Nord, la chaîne du désert au Sud et la région des plaines au milieu, caractérisé par un couvert végétale faible.
- Un réseau hydrographique assez dense, constitué essentiellement par oued El Kebir et ses affluents (oued Bourdime, oued Menaâ, oued Boussalah ... etc).
- D'après la carte de zonage sismique de l'Algérie, la wilaya de Sétif est classée en zone de sismicité moyenne ; d'où on prendra un coefficient d'accélération de zone égal à $A= 0.25$, fonction de l'importance de l'ouvrage

Chapitre II

Contexte géologique

II.1. Introduction

La chaîne alpine d'Afrique du Nord ou chaîne des Maghrébides fait partie de l'érogène alpin péri-méditerranéen (Durand-Delga, 1969) d'âge Tertiaire, s'étale sur plus de deux mille kilomètres (2000 km) allant de Gibraltar à la Calabre (Villa, 1971) de l'ouest à l'est.

Sur le plan structural, les Maghrébides sont caractérisée par une structure de nappes de charriages empilées. Du nord au sud, elle subdivisée en unités structurales issues de trois domaines paléogéographiques :

- Le domaine interne (kabyle) ;
- Le domaine des flyschs ;
- Le domaine externe (tellien) ;

La région de Sétif appartient aux séries telliennes qui font partie des zones externes.

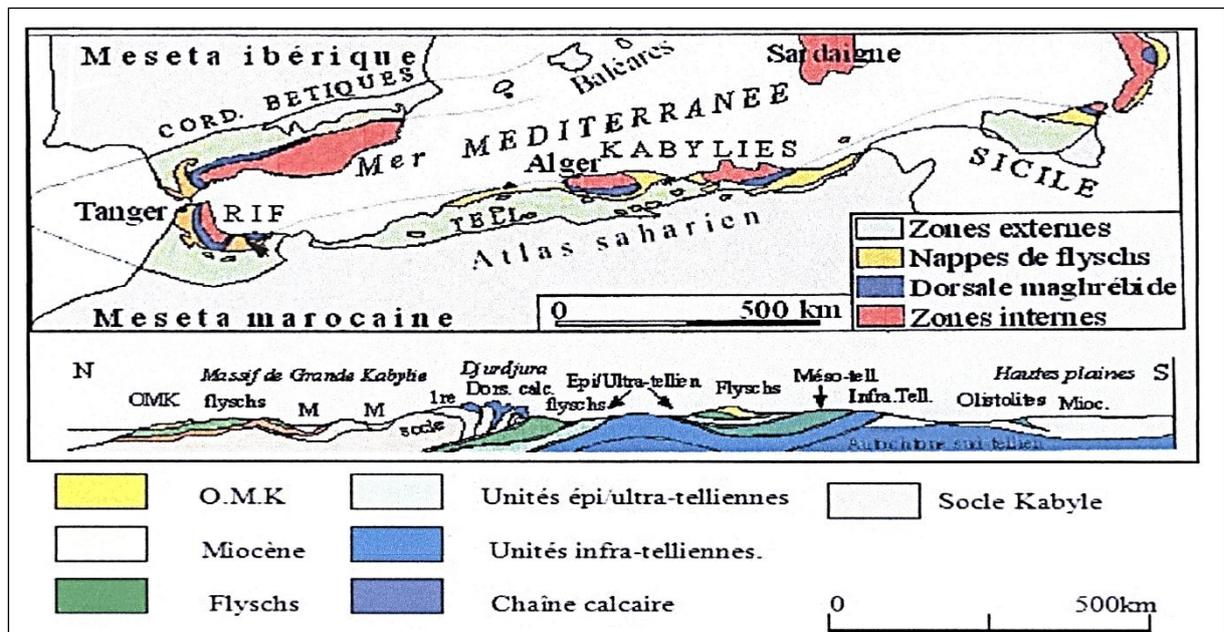


Fig.II.6. Schéma structural de la méditerranée occidentale (Durand Delga et Fonboté, 1980)

II.2. Description géologiques des terrains

II.2.1. Le socle Kabyle

Le socle kabyle est un massifs anciens ou cristallins, formés principalement de roches métamorphiques (gneiss, marbres, phyllades et amphibolites) et ensemble sédimentaire d'âge paléozoïque, bordés à leur partie méridionale par les formations de couverture en écailles appelée chaîne calcaire (Glangeaud L., 1932) ou la Dorsale Kabyle (Raoult J. F., 1974).

Le socle de petite Kabylie est composé de deux grands ensembles :

- Ensemble supérieure,
- Ensemble inférieure,

➤ **Ensemble supérieur**

C'est ensemble décrit pour la première fois par *Ehrmen (1928)*, et ensuite par *Durand Delga (1955)*, il comporte de bas en haut :

- Des schistes noirâtres qui surmontent, parfois, des conglomérats remaniant les formations sous-jacentes ;
- Des psammites rouges et vertes à graptolites ;
- Des grés Des calcaires à orthocères ;
- Des phyllades (sericitoschistes, choritoschistes) du cambro-ordovicien ;

➤ **Ensemble inférieure**

Constitué de gneiss fins parfois ocellés, à intercalation de marbres et d'amphibolites les termes de base de cet ensemble conservent des assemblages reliques du facies des granulites

II.3.1. L'Oligo-Miocène kabyle

C'est une série sédimentaire correspondant à la couverture stratigraphique transgressive initiale du Socle kabyle (Raoult, 1974 - 1975). Elle est constituée par trois termes lithologiques :

- Des conglomérats à la base, reposant en discordance sur le socle, durant l'Oligocène. Au-dessus, s'installent des pélites micacées, des grés micacés et des conglomérats fins. Au sommet, des niveaux de silexites à l'Aquitaniens.

II.3.2. Les Olistostromes

Les Olistostromes sont des formations tectono-sédimentaires à débris de Flyschs Mauretaniens et Massyliens, numidiens reposant sur les formations de l'Oligo-Miocène kabyle et noyées dans la molasse marneuse.

L'âge de ces formations est supposé Aquitaniens à Burdigaliens inférieurs probable (*Bouillin et Raoult, 1971 ; Bouillin et al, 1973 et Bouillin 1979*, à aquitano-serravaliens pour Djellit (1987).

II.4. Les formations de type flysch

Ce domaine est caractérisé par des sédiments allant du crétacé-inferieur jusqu'à l'éocène Ce sont des dépôts de mer profonde, mise en place par des courantes de turbidités. il s'agit surtout de formations de plaines abyssales (*bouillin, 1986*). Les flyschs affleurent en position anormal sous forme de nappe de charriage déposées sur l'allochtone et le parautochtone du domaine externe. Les principales séries de type flysch sont classiquement subdivisée en :

II.4.1. Le flysch maurétanien

Le flysch maurétanien comporte des terrains allant du Néocomien au Lutétien. Il comporte de bas en haut :

- ✓ Un préflysch calcaire du Tithonique-Néocomien constitué d'une alternance de Marnes grises et de turbidités calcaires.
- ✓ Un ensemble d'environ (300 m) de grès homométriques à cassure verte (flysch de Guerrouch) attribué à l'Albo-Aptien.
- ✓ Localement, des phtanites rouges et blancs du Cénomaniens supérieur.
- ✓ Un Sénonien microbrèche, des microbrèches à ciment spathique riche en quartz Détritique, et parfois des microconglomérats du Sénonien.
- ✓ En fin, au sommet des conglomérats puis des grès micacés tertiaire (Éocène à l'Oligocène), (*Gélar, 1969*) présent sous forme d'olistolites dans le bassin.

II.4.2. Le flysch massylien

Comportent de bas en haut :

- ✓ Des argiles et grès quartzitiques, des grès légèrement calcaireux et localement des niveaux conglomératiques de l'Albo-Aptien.
- ✓ Des marnes et calcaires fins du Vraconien, des microbrèches et des conglomérats du Sénonien inférieur et moyen auxquels sont associées des phtanites noires.
- ✓ Des bancs calcaires à microfaunes pélagiques du Turonien-Cénomaniens. Il est caractérisé par des schistes, des grès quartzitiques surmontée par des microbrèches à éléments calcaires et à ciment pélitique et des marnes, allant du Néocomien à l'Albien supérieur (*Raoult, 1969*).

Ces flysch sont charriés sur les unités telliennes

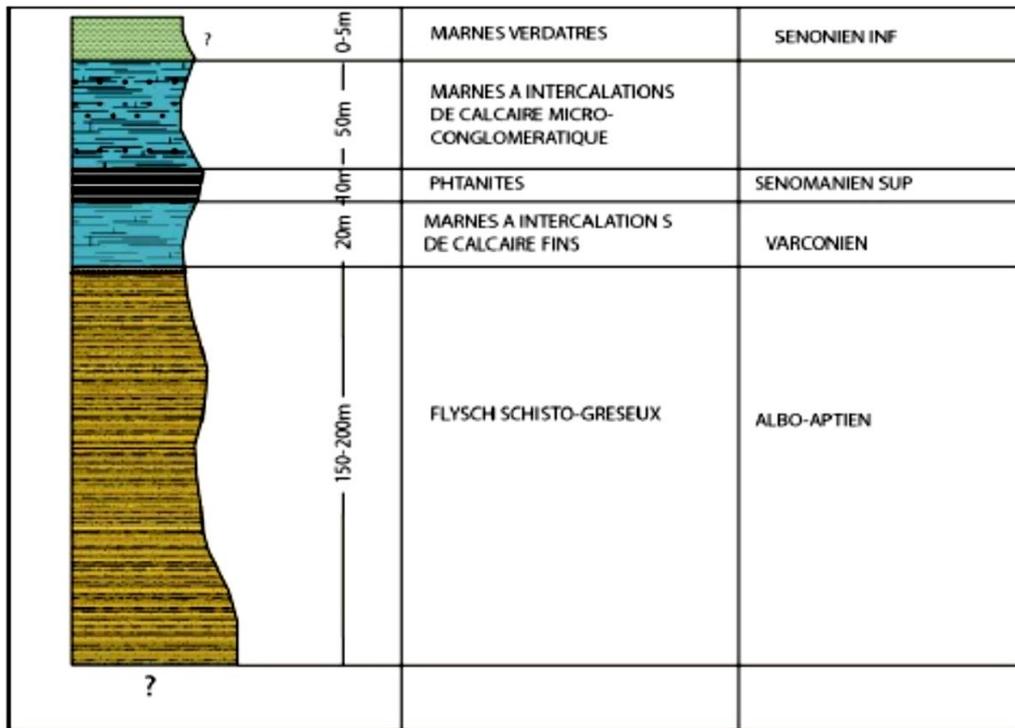


Fig.II.7. Colonne stratigraphique du flysch Massyien (Djellit, 1987)

II.4.3. Le flysch numidien

- ✓ Des argiles colorées dites *sous numidiennes* aux teintes variantes (verte, rouge, ou violacée) à rares banes gréseux. Les Tubotomaculum, d'âge l'oligocène supérieur.
- ✓ Des bancs de grés épais à grains hétérogènes, faciès numidien, de teinte jaunâtre à blanchâtre caractérisés par des quartzs roulés
- ✓ Des argiles, marnes et silexites dite : *supra-numidienne*.

Les formations numidiennes reposent en discordance sur les formations telliennes

II.5. Les formations telliennes

Domaine tellien constitué par un ensemble de nappes allochtones pelliculaires constituées principalement par des séries épaisses à dominante marneuse d'âge Crétacé moyen à Néogène, qui ont été charriées sur une centaine de km vers le Sud. Les a subdivisées en trois grandes nappes :

- a) Les nappes épi-telliennes** : constituées de terrains marneux allant de l'albien au lutétien supérieur.
- b) Les nappes méso-telliennes** : Qui montrent un dispositif de cinq écailles, formées de sédiments allant du Sénonien au Miocène (Mattauer, 1958).
- c) Les nappes infra-telliennes** : Ces nappes sont les unités les plus basses Structuralement. Elles sont caractérisées par une structure chaotique

II.6. Les formations post- nappe

Elle est déposée dans le Nord de petite kabyle, composé essentiellement des dépôts marins et continentaux, les formations post-nappes comportant deux cycles sédimentaires, un cycle est constitué de marne bleues transgressives ou de marne grises sur les terrains précédents, Et un deuxième cycle formé essentiellement de grès provenant de la destruction des flysch Numidienne d'épaisseur réduite ne dépassant guère les 50 mètres.

II.7. Les formation Quaternaire

Les formations Quaternaire sont représenté la Terres arables, formations de pentes, alluvions anciennes et Quaternaire indéterminé : Ce sont des placages limoneux ; elles sont développées sur les basses terrasses actuelles.

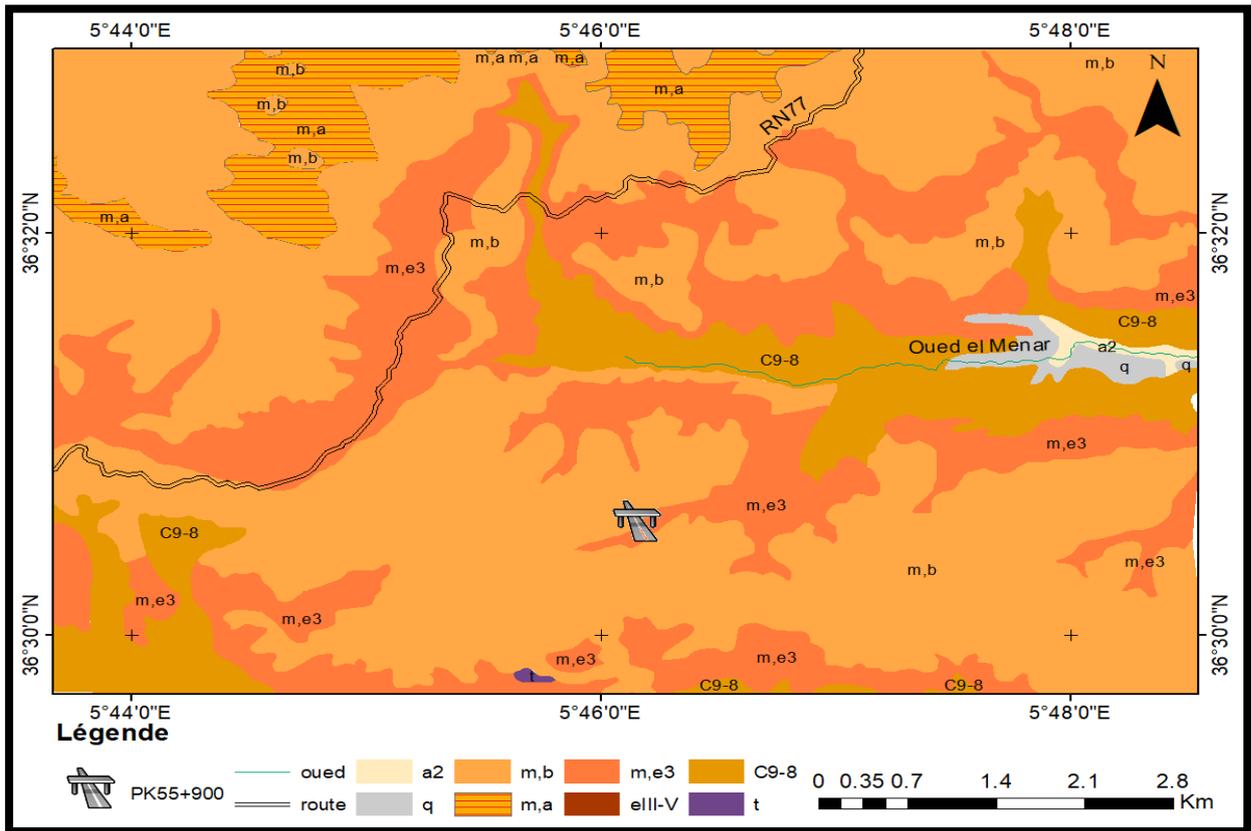
II.8. Les roches magmatiques

Dans la partie Nord de l'Algérie, on peut distinguer un magmatisme ancien qui a donné lieu à des roches basiques et ultrabasiqes et des granites, leucogranites, pegmatites et aplites (Texenna et El-Milia et collo), et un magmatisme récent d'âge Miocène, qui adonnée lieu à des granites, microgranites, granodiorites, microdiorites et des laves volcaniques (Cap de fer, Filfila, Collo, El Aouana, El-Milia et Amizour) (*Semroud et al., 1992*).

II.9. Géologie locale

Les données géologiques de base ont été obtenues en se basant sur la carte géologique de Tamesguida et aussi à travers la recherche bibliographique. La zone d'étude est caractérisée par la dominance des formations numidiennes (nappe de Dj. Tamesguida) en contact avec les nappes telliennes et l'ensemble est recouvert par des formations quaternaires (Fig. II.8).

La nappe tellienne est subdivisée en sous unités : la nappe de Djemila, la nappe péni-tellienne de la fenêtre de Djebel El Halfa, avec présence des formations Quaternaire de type éboulis de pente.



a2 : majeur des cours d'eau alluvions actuelles et ressentes, **m,b** : grès numidiens. **m,a** : argile et grès. **q** : alluvions quaternaires. **m,e3** : marne schisteuses et argiles numidiennes. **t** : complexe triasique **c9-8** : marne schisteuses du Danien-Maestrichtien.

Fig.II.8. Carte géologique de site étudiée (extraite de la carte géologique Tamesguida N°49 1/50000)

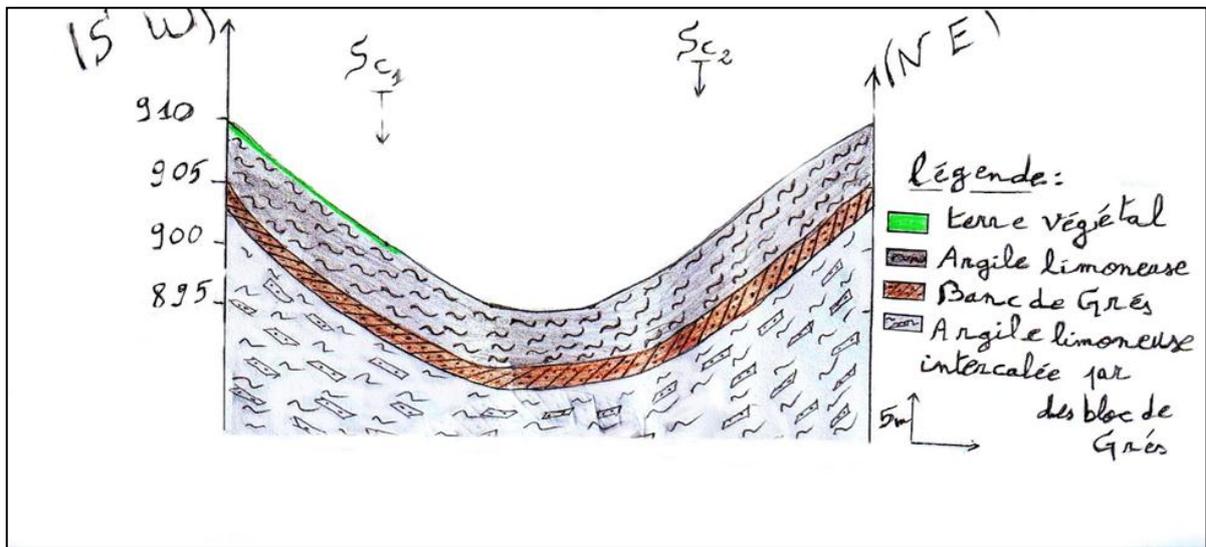


Fig.II.9. Coupe géologique de site

Le projet de passage supérieure PS 055.9 est implanté dans les terrains Numidienne.

II.9.1. Nappe tellienne

Ce domaine est représenté dans la région d'étude par la nappe de Djemila et la nappe pénitellienne de la fenêtre du Djebel El Halfa

✓ La nappe de Djemila

Elle couvre des surfaces considérables dans la moitié nord de la wilaya où elle constitue l'essentiel des affleurements. Elle présente des variations assez sensibles aussi bien du Nord au Sud que d'Est en Ouest. C'est la seule unité tellienne représentée par une série complète allant Du Lias à la fin de l'Eocène à faciès marno-calcaires et marneux.

✓ La nappe pénitellienne

La nappe pénitellienne apparaît au Djebel el Halfa, Elle est constituée par des séries marnopélitiques des marnes et des marno-calcaires d'âge Cénomaniens.

II.9.2. La nappe numidienne

Le flysch numidien occupe la position la plus haute dans l'édifice structural de la région, correspond à une barre de grès grossier hétérométriques à dragées de quartz à l'intercalation argileuse claire. À petits bancs quartzitiques. Les argiles de base à tubotomaculum n'affleurent pas mais sont probablement présentes sous l'épais nappage d'éboulis anciens.

II.9.3. Les formations du Quaternaire

Dans la région d'étude, les formations du quaternaire sont représentées essentiellement par les terres arables, les formations des pentes correspondent à des terrasses dilacérées ou à des alluvions anciennes sur lesquelles sont développés des sols bruns peu ou pas calcaires.

Au Quaternaire indéterminés sont rapportés des placages dispersés de nature variée qui prennent un grand développement sur les niveaux marneux et qui en gênent considérablement l'observation.

II.10. Conclusion

L'étude géologique est très importante pour déterminer la nature géologique des formations qui occupent la région d'étude, de point de vue lithologie, nature, épaisseur, profondeur, extension...etc.

L'étude géologique de la région d'étude a mis en évidence des formations géologiques composées essentiellement par du grès en bancs grossiers et intercalés avec des argiles couvrant la partie haute et représentant la nappe numidienne de Dj. Tamesguida. Les pentes sont recouvertes par des terrasses dilacérées sur lesquelles sont développés des éboulis de pente composés par une matrice argileuse dans laquelle sont enchâssés des blocs de nature gréseuse.

Cet ensemble repose sur des formations telliennes représentées par une série mano-pélitiques, des marnes et des marno-calcaires d'âge Cénomaniens.

CHAPITRE III
ETUDE GEOTECHNIQUE

III.1. Introduction

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches. La mécanique des sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité.

A partir d'essais de laboratoires et in situ de plus en plus perfectionnés la mécanique des sols fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil et de bâtiment et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits (barrages en remblais) durant la progression des travaux (grands terrassements) et après mise en service des ouvrages.

III.2. Campagne de reconnaissance géotechnique

L'étude géotechnique a été faite par sondages carottés, sondages pressiométriques et essais piézométriques. Le programme d'investigation a été établi est exécuter par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC, 2016), comme suit :

- forage de deux sondages carottés avec prélèvement d'échantillon intact a semi remaniés, la profondeur atteinte par ces sondages est de 20 ml de profondeur.
- un forage pressiométrique de 20 ml, avec un pas d'essai de chaque 2 ml.
- essais de battage de six essais SPT (Standard Pénétration Test) avec un essai chaque 3 m.
- pose et relevé piézométrique.

III.2.1. Essais in situ

Les essais in situ sont des essais exécutés rapidement afin de permette une meilleure reconnaissance du sol ; ils sont parfois les seuls à réaliser lorsqu'on ne peut pas extraire des échantillons intacts ; ils donnent des résultats globaux par rapport aux essais de laboratoire qui donne des résultats discontinus.

a) Sondages carottés

Cette opération permet d'obtenir un échantillon continu de sol remanié ou intact et la colonne d'échantillon prélevé permet d'observer la nature, la couleur et l'aspect du sol.

Deux sondages carottés ont été réalisés au droit de l'assiette du projet à l'aide d'une sondeuse de type ABYS 75 avec des profondeurs d'investigations qui varient entre : 0 m et 20 m, les coordonnées UTM de chaque sondage sont présentées dans le tableau ci-après (Tab. III.2) :

Tab.III.2. Coordonnées UTM des sondages carottés

Sondage	Coordonnées UTM	
	X	Y
Sc01	51679.91171	156775.74700
Sc02	51653.16110	156731.48760

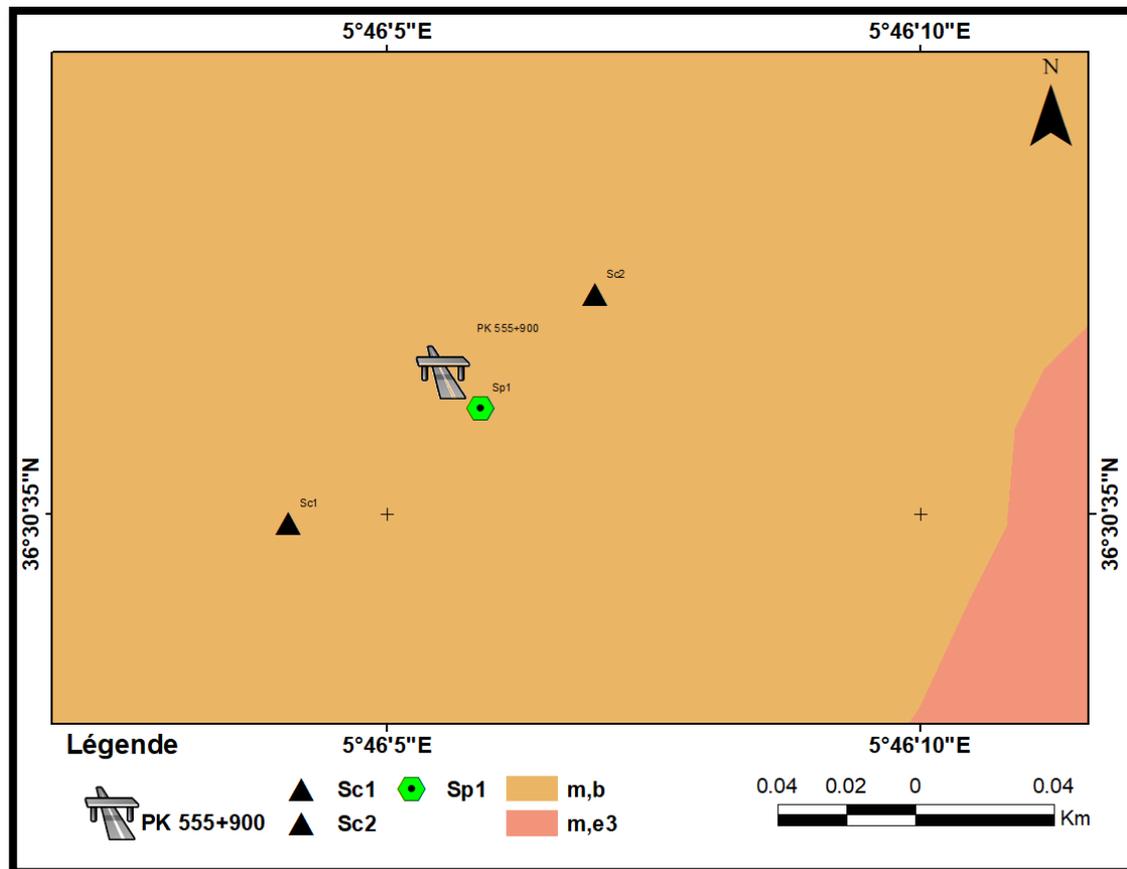


Fig.III.10. Implantation des sondages carottés selon la carte géologique de site étudiée (extraite de la carte géologique Tamesguida N°49 1/50000)

Le tableau suivant regroupe la description des sols à partir des deux sondages carottés (Fig. III.3) réalisés au niveau du site étudié :

Tab.III.3. Description lithologique des sondages carottés (LNHC, 2016)

N° Sondage	Profondeur (m)	Nature lithologique
Sc01	0.00 à 0.20	Terre végétale
	0.20 à 4.00	Argile limoneuse caillouteuse brune à grisâtre
	4.00 à 6.00	Banc métrique de grès très fracturé (cailloux désagrégés de grès sous l'influence du forage rotationnel).
	6.00 à 18.00	Argile limoneuse grise à noirâtre intercalée par des blocs rocheux de nature gréseuse.
Sc02	0.00 à 0.80	Argile limoneuse consistante de couleur rouge brique.
	0.80 à 4.20	Argile limoneuse graveleuse caillouteuse brune à grisâtre.
	4.20 à 6.00	Banc métrique de grès très fracturé (cailloux désagrégés de grès sous l'influence du forage rotationnel).
	6.00 à 20.00	Argile limoneuse grise à noirâtre intercalée par des blocs rocheux de nature gréseuse.



Sc02 : 0.0 à 6.0 m

Sc02 : 6.0 à 12.5 m

Fig.III.11. Photos illustrant les carottes obtenues au niveau du sondage N°02.

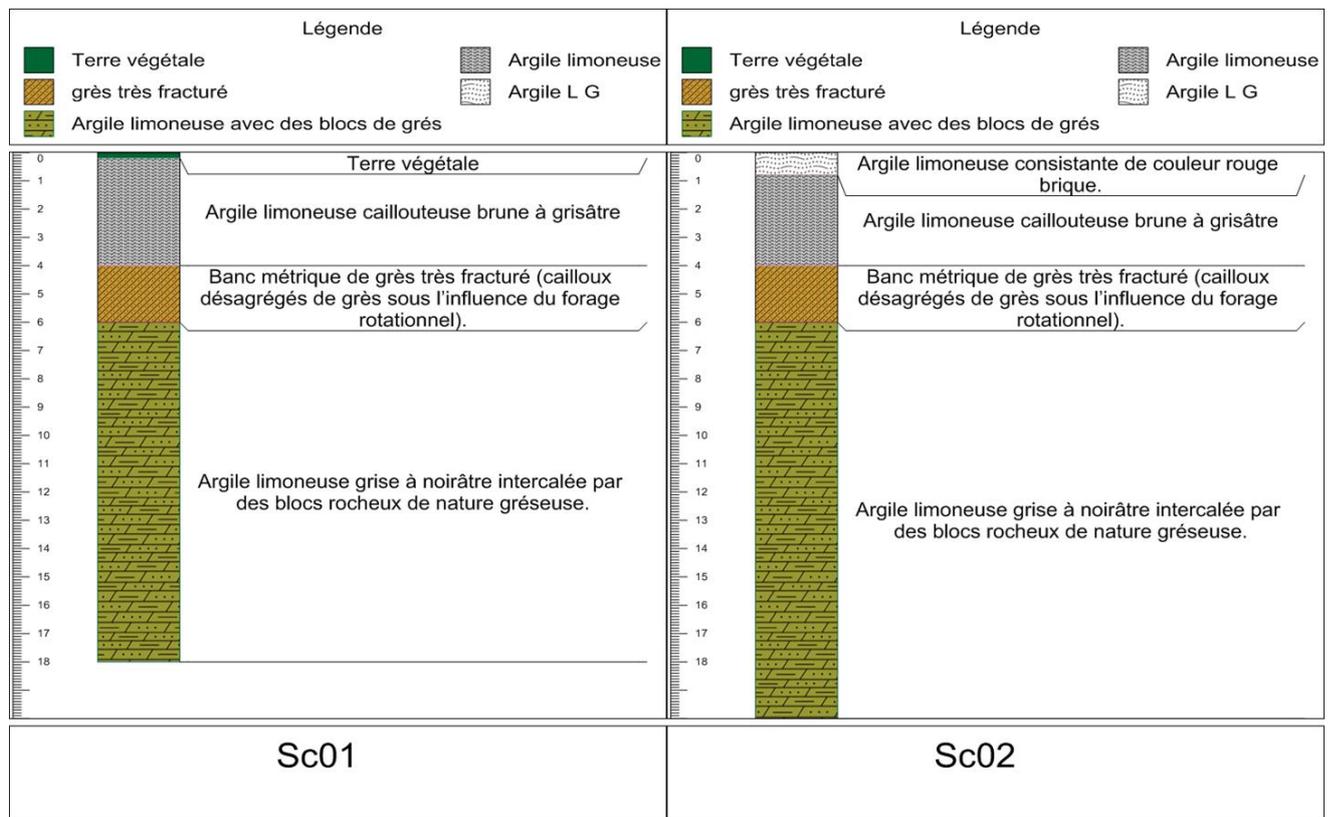


Fig.III.12. Colonnes lithologiques des sondages carottés Sc01 et Sc02.

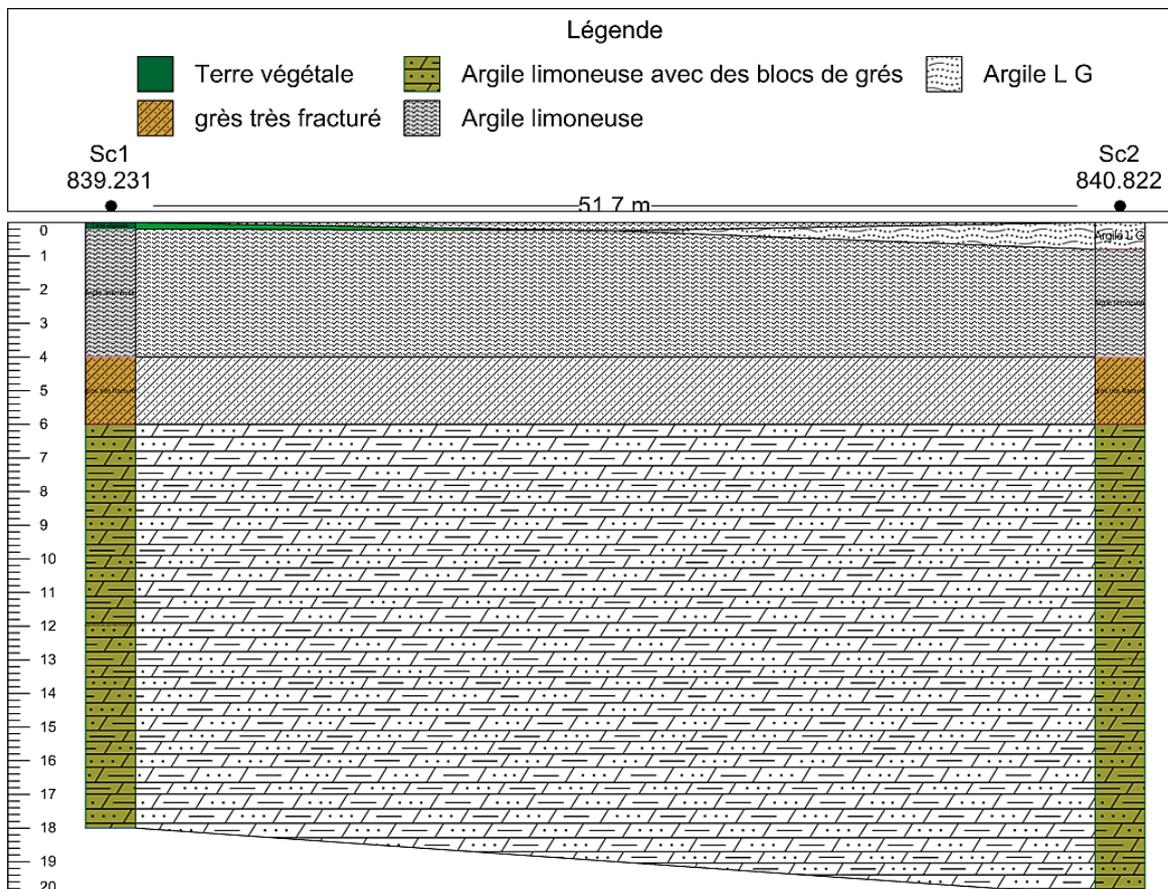


Fig.III.13. Coupe lithologique le long des sondages Sc01 et Sc02.

➤ Interprétation des résultats

A partir des colonnes lithologiques des sondages (Fig. III.10) et de la coupe lithologique (Fig. III.11), le terrain de fondation est représentée essentiellement trois couches :

- La première couche est représentée par des argiles limoneuses caillouteuse brune à grisâtre d'épaisseur variant entre 2 - 3 m.
- Une deuxième couche à banc métrique de grès très fracturé (cailloux désagrégés de grès sous l'influence du forage rotationnel), de deux mètres d'épaisseur.
- Au-delà du niveau gréseux, le terrain est représenté par une argile limoneuse grise à noirâtre dans laquelle est enchâssée des blocs rocheux de nature gréseuse ; la couche présente une épaisseur allant jusqu'à 14 m qui constitue le substratum dans les deux sondages carottée Sc01 et Sc02.

b) Sondages préssiométriques

L'essai préssiométriques est un essai de chargement du sol en place, un sonde cylindrique gonflable descendue dans un trou de forage à une profondeur donnée; utilisé pour déterminer les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de dimensionnements des fondations de bâtiments et d'ouvrages d'art.

L'essai permet d'obtenir la courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la pression appliquée, trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- le module pressiométrique E_M : qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- la pression limite de chargement P_l : qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- la pression de fluage P_f : qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Un seul sondage pressiométrique a été réalisé, le tableau suivant présente un résumé des résultats et l'interprétation de l'essai effectués dans la zone d'étude.

Tab.III.4. Résultats des sondages pressiométriques

Profondeur de sondage en(m)	Profondeur d'essai en(m)	Module de déformation E_M en (bars)	Pression Limite P_L en (bars)	Pression limite nette P_1^* (P_1-P_0)	E_M/P_L	Lithologie
2.00-4.00	2	634.89	19.08	1883	33.75	Argile limoneuse
	4	435.39	25.63	25.13	16.99	
4.00-10.00	6	599.77	28.70	27.94	20.90	Banc métrique de grés
	8	802.02	31.72	30.71	25.28	
	10	1243.44	32.59	31.33	38.15	
10.00-20.00	12	1113.33	25.18	23.67	44.21	Argile limoneuse
	14	1861.22	25.04	23.28	74.33	
	16	1529.95	25.16	23.14	60.81	
	18	1272.63	25.32	23.05	50.26	
	20	1377.93	25.30	22.78	54.64	

➤ **Relation entre E_M et P_L**

Le rapport E_M/P_L bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés. Ménard donne pour les sols les correspondances suivantes :

Tab.III.5. Classification des sols d'après E_M/P_L (Ménard, 1975)

	Valeur E_M/P_L	Type de sol
	$E_M/P_L < 5$	argiles remaniées ou triturées
	$5 < E_M/P_L < 8$	argiles sous-consolidées ou légèrement remaniées
Argiles	$8 < E_M/P_L < 12$	argiles normalement consolidées
	$12 < E_M/P_L < 15$	argiles légèrement sur consolidées
	$E_M/P_L > 15$	argiles fortement consolidées.
	$E_M/P_L < 5$	sables remaniés
Sables	$6 < E_M/P_L < 8$	sables et graviers immergés
	$E_M/P_L > 10$	sables, sables et graviers secs et serrés

Règle pratique :

Si : E_M/P_L vaut environ 10 le sol est normalement consolidé, si ce rapport a une valeur plus élevée, le sol est surconsolidé (Tab. III.4).

D'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPA, 2003), les sites peuvent être classés en quatre (04) catégories selon les propriétés mécaniques des sols qui les constituent (Tab. III.5).

Tab.III.6: Caractéristiques géotechniques des sites (RPA, 2003)

Catégorie	Description	P_L (MPa)	E_M (Mpa)
S1	Rocheux (a)	>5	>100
S2	Ferme	sable/gravier	>2
		Argile	>2
S3	Meuble	sable/gravier	1-2
		Argile	0.5-2
S4	très meuble	sable/gravier	<1
		Argile	<0.5

➤ Interprétation des résultats

Les caractéristiques mécaniques des formations sédimentaires traversées, d'après RPA, 2003 basé sur la valeur du Module pressiométrique E_M et la pression limite P_L sont les suivantes :

- Argiles limoneuses : attribuées à la classe « S2 » : Argiles fermes à dures présentent des caractéristiques de comportement moyennes à élevées :

$$19.08 \leq P_l \text{ (bars)} \leq 25.63$$

$$435.39 \leq E_M \text{ (bars)} \leq 1861.22$$

- Banc de grès : attribué à la classe «S2 » : roche altérée ferme présente des caractéristiques de comportement élevées :

$$28.07 \leq P_I \text{ (bars)} \leq 32.59$$

$$599.77 \leq E_M \text{ (bars)} \leq 1243.44$$

Et en effet la classification des sols d'après E_M/P_L ; l'argile limoneuse est attribuée à la classe des sols fortement consolidées. Les valeurs obtenues sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tab.III.7. Classification des sols au niveau du site d'étude

N°	PI (bars)	PI (MPa)	Catégorie	Type de sol
SP01	26.17	2.617	S2	Ferme

Le sol de fondation de notre site est classé dans la catégorie S2 (site ferme) selon le règlement parasismique algérienne (RPA, 2003).

c) Sondage Piézométrique

Les piézomètres sont également mis en œuvre lors des études géotechniques de reconnaissances de site, préalablement à la réalisation d'un ouvrage. Les mesures et suivi piézométriques sont nécessaires pour évaluer l'état quantitatif d'une nappe et ses fluctuations (naturelles ou sous forçage anthropique). Les sondages carottés ont été équipés de tubes en PVC crépines, pour servir de piézomètre.

Les résultats des mesures piézométriques sont consignés dans le tableau ci-après :

Tab.III.8. Résultats des relevés piézométriques

N° Sondage	Profondeur en (m)	Niveau de la nappe (m)		
		05/12/2015	28/01/2016	19/02/2016
Sc02	20 m	8.90	16	10.5

➤ Interprétation des résultats

A partir des résultats des relevés piézométriques (Tab. III.8), on constate que sous l'influence des précipitations lors de saison hivernale, le niveau de la nappe phréatique s'élève à 16 mètres en janvier et recule à 10,5 mètres en mois de février. Cette fluctuation doit être prise en considération lors de l'ouverture des fouilles, le recepage des pieux et coulage des semelles.

d) L'essai S.P.T (Standard Pénétration Test)

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. S'applique aux sols fins ou grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20 mm, il est limité à une profondeur de 50 m.

L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé, réalise par un battage d'un train de tiges finissant par un carottier à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur fixe, et à mesurer le nombre de coups nécessaire pour une pénétration du carottier de 30 cm.

L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part. Après avoir réalisé le forage le carottier y est descendu puis battus en trois étapes, le nombre de coups du mouton nécessaire à chaque enfoncement de 15 cm est relevé, soit :

N_0 : enfoncement d'amorçage de 0 à 15 cm.

N_1 ; enfoncement d'amorçage de 15 à 30 cm.

N_2 : enfoncement d'amorçage de 30 à 45 cm.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tab.III.9. Résultats des essais SPT

N° Sondage	Profondeur				
		N0	N1	N2	N
SPT01	03.0	7	13	12	25
	06.0	Refus			-
	09.0	Refus			-
	12.0	Refus			-
	15.0	Refus			-
	18.0	Refus			-
SPT02	03.0	5	7	12	19
	06.0	Refus			-
	09.0	27	42	57	99
	12.0	10	30	49	76
	15.0	24	33	33	66
	18.0	Refus			-

Le nombre de coups N est la somme de N_1 et N_2 , est appelé résistance à la pénétration. C'est ce nombre qui sera présenté pour les calculs.

Les nombres des coups obtenus nécessaires pour un enfoncement du carottier de 30 cm dans le sol ; est supérieur à 50 et parfois marqués par des refus impliquant un sol très dense.

➤ **Interprétation des résultats**

- Au niveau du SPT01 les trois premiers mètres de sol sont représentés par des formations moins résistante (tendres) ; avec un nombre de coups relativement faible ($N=25$ coups), un refus total est observé à partir de six (06) mètres de profondeur, lié à la présence de niveaux gréseux voir des blocs de grès.
- Pour le SPT02, on constate une variation aléatoire de N caractéristiques des niveaux traversés. Sur les trois (03) premier mètres $N=19$ caractérisant un niveau de faible résistance lié aux argiles limoneuses caillouteuses brunâtre à grisâtre (Fig. III.10). On signale un refus à six (06) mètres de profondeur, probablement lié au niveau gréseux voir blocs de grès. Au-delà de six (06) mètres les valeurs N oscillent entre 66 et 99 caractérisant des sols relativement résistants (denses) lié à la présence des argiles limoneuses grises à noirâtre intercalée par des blocs rocheux de nature gréseuse, signalé dans les sondages de reconnaissances (Fig. III.10 et 11).

III.2.2. Essais au laboratoire

Des essais physiques, chimiques et mécaniques ont été réalisés sur des échantillons extraits des sondages carottés afin de déterminer les caractéristiques des terrains traversés, les essais effectués sont :

- Essais physiques d'identification et de classification :
 - Mesures de teneur en eau et masses volumiques.
 - Analyse granulométrique par tamisage.
 - Limites d'Atterberg.
- Essais mécaniques :
 - Essai de compressibilité à l'œdomètre.
- Analyses chimiques sommaires

III.2.2.1. Essais physiques

a) Teneur en eau et masse volumique

La teneur en eau a été déterminé par la méthode de séchage à l'étuve, l'essai consiste à mesurer la teneur en eau d'un matériau qui s'exprime par le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W contenu par unité de poids de matériau sec.

L'échantillon de matériau humide est pesé puis placé dans l'étuve à 105°C jusqu'à l'obtention d'une masse constante (correspondant alors à la masse du matériau sec).

➤ Densités

- La densité humide d'un échantillon de sol est le rapport entre son poids volumique total et le poids volumique de l'eau.
- La densité sèche d'un sol est le rapport entre son poids volumique sec et le poids volumique de l'eau.

L'ensemble des résultats des paramètres physiques sont regroupés dans le Tableau suivant :

Tab.III.10. Propriétés physiques des sols.

N°	Profondeur (m)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	W %	Sr %	Lithologie
Sc01	0.6 à 1.0	1.96	1.67	17.38	75.96	Argile limoneuse
	12.0 à 12.5	2.20	1.88	17.28	92.73	
Sc02	1.0 à 1.5	1.81	1.46	23.66	75.13	
	3.5 à 3.6	2.20	1.93	15.60	91.83	
Sc01	5.0 à 6.0	2.40	/	/	/	Grès
Sc02	18.0 à 18.1	2.54	/	/	/	

D'après les résultats obtenus, on constate que :

- Les argiles limoneuses sont moyennement denses, faiblement humides, très proche de la saturation.
- La roche gréseuse est très dense.

b) Analyse granulométrique

L'essai granulométrique est utilisé pour classer les grains de l'échantillon selon leur diamètre par une vibration de séries de tamis à maille carrée pour les particules de taille supérieur à 80 μ m ; il est réalisé soit à voie sèche ou humide, manuellement ou par un vibrotamis.

Les résultats de l'essai sont représentés par une courbe granulométrique tracée sur un diagramme semi logarithmique en fonction de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs croissantes et le pourcentage cumulé des masses de refus ou de tamisât.

Les pourcentages des fractions granulaires obtenus pour les échantillons analysés sont classés dans le tableau ci-dessous :

Tab.III.11. Résultats des analyses granulométriques

N° sondage	Profondeur	% Gravier 2mm<D<60mm	% Sable 60µm<D<2mm	% limon 2µm<D<60µm	% Argile D<2µm
Sc01	0.6 à 1.0 m	34	32	16	18
Sc02	1.0 à 1.5 m	16	24	40	20

➤ Interprétation des résultats

- D'après le premier sondage, plus de 60% des éléments sont > à 80 µm caractérisant des sols grenus, qui représente la frange superficielle du terrain (max 1.0 m) représentée par des sols argileux limoneux caillouteux.
- Pour le douzième sondage (1.0 à 2.0 m) plus de 60% des éléments sont < 80µm, caractérisant des sols fins à grenus, représentant la même frange représentée par des sols argileux limoneux caillouteux.

c) Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et caractériser son état au moyen de son indice de consistance. C'est un essai qui permet de déterminer deux limites (limite de liquidité et limite de plasticité) et qui s'applique à la fraction inférieure à 400µm, on distingue trois paramètres principaux :

- la limite de liquidité (W_L) : est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.
- la limite de plasticité (W_P) : est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.
- à la fin on calcule l'indice de plasticité ($I_P = W_L - W_P$) qui présente l'étendue du domaine plastique par la différence entre la limite de liquidité et de plasticité.

La classification des sols et la détermination de leur nature est basée sur les intervalles de l'indice de plasticité qui caractérisent chaque sol d'après le tableau III.12, ci-après :

Tab.III.12. Etat et type de sol en fonction de l'indice de plasticité (Sanglérat et Costet, 1983)

Indice de plasticité	Etat de sol	Indice de Plasticité	Type de sol
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique (sol peu sensible à l'eau)	30	Argile
$5 < I_p < 10$	Sol faiblement plastique	$20 < I_p < 30$	Argile Limoneux
$10 < I_p < 20$	Sol moyennement Plastique	$10 < I_p < 20$	Limon
$20 < I_p < 40$	Sol plastique	$5 < I_p < 20$	Sable Limoneux
$I_p > 40$	Sol très plastique	$5 < I_p < 15$	sable argileux

Les résultats des limites effectués sur les échantillons prélevés sont présentés dans le Tab.III.12 :

Tab.III.13. Résultats des limites d'Atterberg

Echantillon	$W_L\%$	$W_p\%$	I_p
Sc01 (0.5 à 1.0 m)	57	34	23
Sc02 (1.0 à 1.5 m)	59	34	25

La classification L.C.P.C des sols fins, est basée sur le diagramme de Casagrande selon les valeurs de l'indice de plasticité et la limite de liquidité en %. On que les points sont situées au-dessous de la droite ; A ($I_p = 23$; $W_L=57$) et B ($I_p = 25$; $W_L=59$).

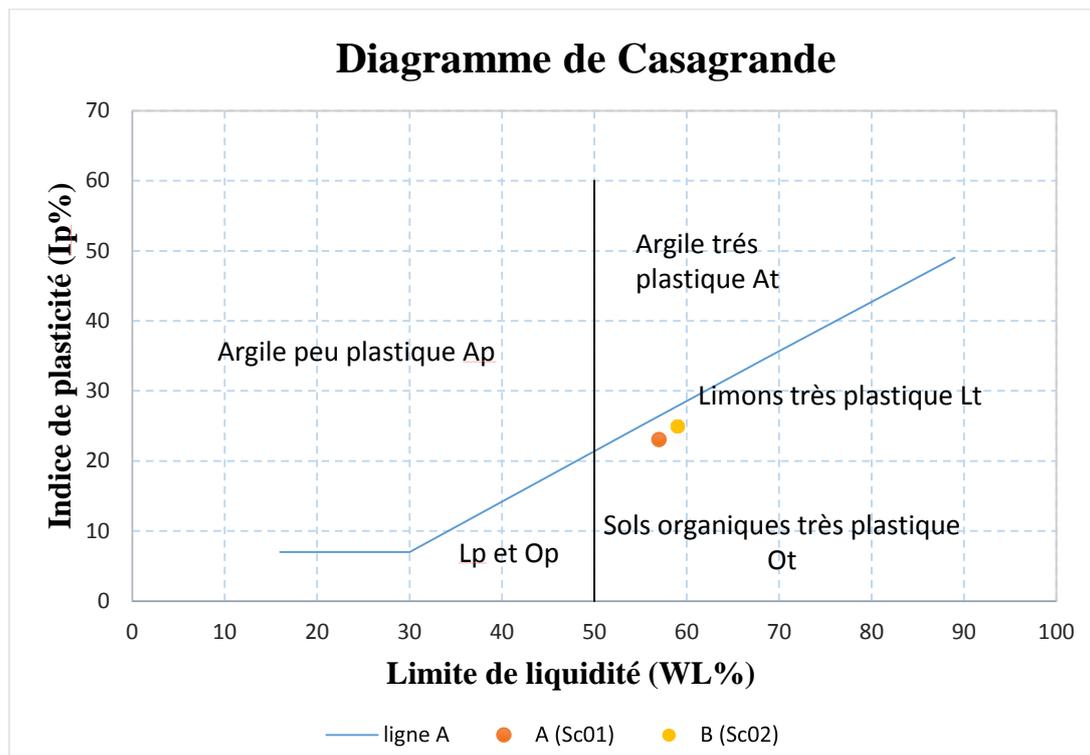


Fig.III.14. Classification des sols selon l'abaque de plasticité de Casagrande.

➤ Interprétation des résultats

À partir des résultats obtenus, on remarque que les valeurs de l'indice de plasticité ($I_p=23$ et 24%) caractérisent des sols moyennement plastiques.

D'après le diagramme de Casagrande (Fig.III.12), les échantillons se projettent au-dessous de la droite caractérisant des limons très plastiques (Lt).

III.2.2.2. Essais mécaniques

➤ Essai de compressibilité à l'œdomètre

L'essai de compressibilité à l'œdomètre s'applique pour les sols fins et matériaux fins cohérents, avec chargement par paliers. L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

L'essai œdométrique permet de tracer deux types de courbes :

- les courbes de consolidation : qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

- la courbe de compressibilité : qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

A partir de la courbe de compressibilité, on détermine le coefficient de compressibilité et le coefficient de gonflement ainsi que le module œdométrique. Les résultats effectués sur les échantillons de sols prélevés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab.III.14. Résultats d'essais œdométriques

Sondage	œdomètre		
	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)
S02 1.0 à 1.5 m	1.71	25.97	4.39

Classification des sols en fonction de l'essai de compressibilité (G, Philipponnat., B, Hubert., 2003) :

- Classification fonction de la contrainte de préconsolidation P_c
 - Sol normalement consolidé → lorsque $\sigma_{v0} = P_c$
 - Sol sur consolidé → lorsque $P_c > \sigma_{v0}$
 - Sol en cours de consolidation → lorsque $\sigma_{v0} > P_c > \sigma_{v0}$
- Classification fonction de l'indice de compressibilité C_c

Tab.III.15. Classification des sols par l'indice de compressibilité C_c (G, Philipponnat., B, Hubert., 2003)

$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

- Aussi classification fonction du coefficient de gonflement C_g :

Tab.III.16. Classification de sol d'après le coefficient de gonflement C_g

$C_g < 0.005$	Sol non gonflant
$C_g > 0.005$	Sol pouvant gonfler

L'interprétation des courbes œdométriques a permis de classer les sols argilo-limoneux suivant leurs caractéristiques mécaniques obtenues par l'essai de compressibilité à l'odomètre comme suit :

- $P_c = 1.71$ bars, $P_c > \sigma_{v0}$ ($\sigma_{v0} = 0.181$ bars) → sol sur consolidé.
- $C_c = 26\%$ → sol assez fortement compressible.
- $C_g = 4\%$ → Sol pouvant présenter un potentiel de gonflement.

Vu que la fraction limoneuse des sols meubles (argile limoneuse) est attribuée à la classe des limons très plastiques ; un essai complémentaire de gonflement libre (P_g) a été programmé dans le but d'avoir une idée sur le potentiel de gonflement et afin de prémunir les fondations contre les mouvements différentiels causés par le retrait et le gonflement sous l'influence saisonnière ou accidentelle de teneur en eau.

Tab.III.17. Pression de gonflement d'échantillon (d'après Seed et al, 1962)

N° de sondage	Pg en bars	Type de gonflement
Sc02 (1.0-1.5 m)	0.63	Faible

D'après ces résultats ; la pression de gonflement est faible, c'est-à-dire pas de risque de retrait-gonflement à craindre.

III.2.2.3. Analyse chimique

La dégradation de la roche mère et du béton par l'eau conditionne dans une large mesure, la composition chimique du sol qui en est le résultat final. Certaines substances chimiques sont lessivées et s'enfoncent dans les profondeurs du sol, où elles s'accumulent. D'autres substances, moins solubles, demeurent dans les couches supérieures du sol.

L'analyse chimique permet de mesurer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain.

Un (01) échantillon a fait l'objet d'analyses chimiques, les résultats sont présentés dans le (tableau III.18).

Tab.III.18. Analyses chimiques des sols testés

N° sondage	Profondeur (m)	% de carbonates CaCO_3	% des insolubles	% de gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	% sulfates SO_4^-
Sc02	0.5 à 1.0 m	Néant	100%	Néant	Néant

Toutes les formations rencontrées n'ont pas relevé la présence des sulfates qui sont agressifs à l'égard du béton de fondation, classant par conséquent le sol dans l'environnement non agressif donc pas de mesure particulière, le béton fabriqué se fera en utilisant un ciment ordinaire.

III.3. Conclusion

Les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique effectué in-situ et au laboratoire a permis de définir l'ensemble des caractéristiques lithologiques et physico-mécaniques des sols de fondation du passage supérieur, et qui peut être résumés comme suit :

- La lithologie de terrain est formée par des formations sédimentaires représentées par des argiles limoneuses grise à noirâtre caillouteuses intercalées avec des niveaux et des blocs de nature gréseuse.
- D'après le règlement parasismique algérien RPA (2003), et suivant les résultats de l'essai préssiométrique, le site est classé en catégorie S2 (site ferme), et d'après le rapport (E_M/P_L) la formation représentée par les argiles limoneuses est attribuée à la classe des sols fortement consolidés.
- Les argiles limoneuses sont moyennement denses, humide, très proche de la saturation et consistantes. La roche gréseuse est très dense.
- D'après le diagramme de Casagrande les sols sont classés comme limon très plastique (Lt) moyennement plastique
- L'essai de compressibilité à l'œdomètre caractérise des sols : surconsolidé, assez fortement compressible et non gonflant.
- L'analyse chimique du sol a signalé l'absence totale des sulfates caractérisant un sol non agressif, alors aucune mesure particulière par rapport à la confection du béton.

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DES

FONDACTIONS PROFONDES

IV.1. Introduction

Une fondation se définit comme un élément qui assure la transmission et la répartition des charges d'un ouvrage vers le sol (poids propre d'ouvrage, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation). Il existe deux grands modes de transmission des charges des ouvrages aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

- ✓ Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des *fondations superficielles*.
- ✓ Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à des *fondations profondes* (pieux) afin d'atteindre des couches résistantes en profondeur.

IV.2. Présentation générale de l'ouvrage

L'ouvrage objet de notre étude est un passage supérieur localisé au niveau du PK 55+900, qui fait partie de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djendjen à l'Autoroute Est-Ouest.

L'ouvrage concerné est un échangeur de deux travées de 27 m chacune (2x27 ml), avec une largeur totale de 9,50 m (largeurs de la dalle y compris corniche). Le tablier est constitué de poutres en précontrainte préfabriquées avec 9 poutres de 130 cm de hauteur espacées de 102 cm. Ces poutres transmettent les efforts Vers l'infrastructure au moyen des appareils d'appui en élastomère fretté (Fig. IV.13).

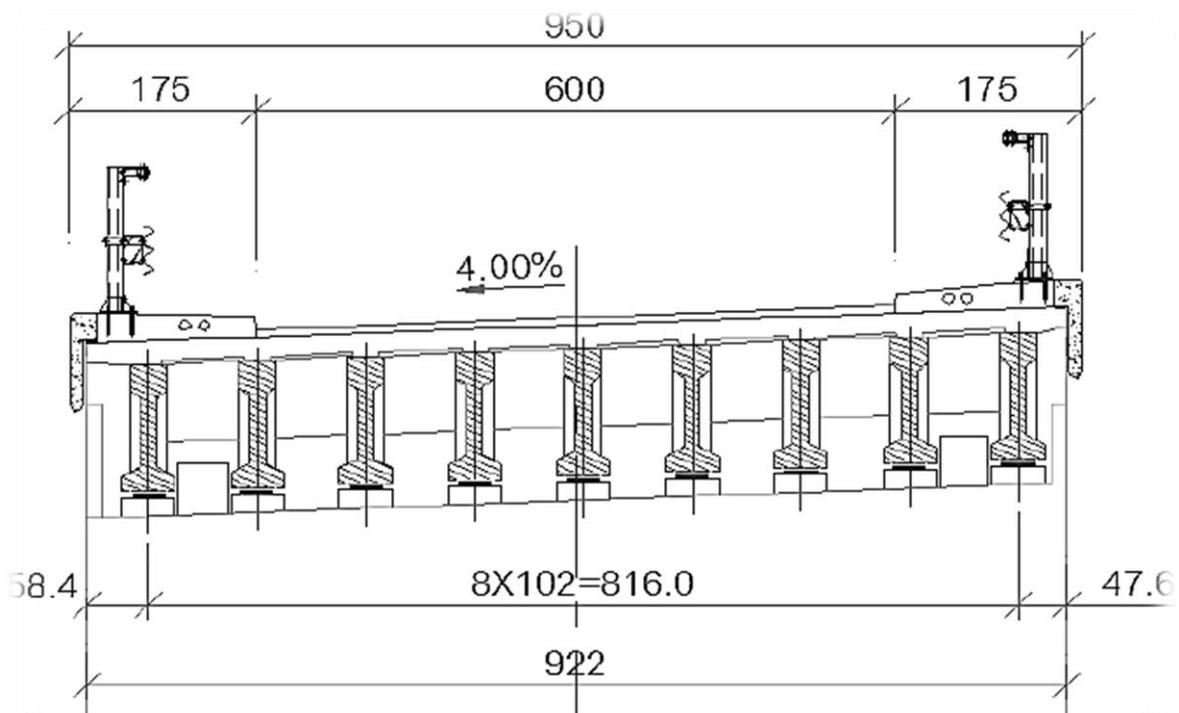


Fig.IV.15. Vue en élévation du passage supérieur (SAPTA, 2019).

IV.3. Présentation des paramètres de calcul

➤ *Normes techniques*

- ✓ Zone sismique : zone IIb (Sismicité moyenne) ;
- ✓ Groupe de pont : le pont est classé en groupe 1 selon le *RPA 99/ version 2003* (pont stratégique) ;
- ✓ Coefficient d'accélération de zone : $A= 0,25$;
- ✓ Catégorie du site : type S2 (site ferme)

IV.4. Descente de charge

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

Donc nous aurons à présenter les charges permanentes, les charges d'exploitation et à la fin Nous terminons par la combinaison de ces charges.

- ✓ Pour calcul les charges permanentes les hypothèses qui suivent ont été appliquées :
 - Poids volumique de béton : 2.5 t/m^3 .
 - Revêtement : 7 cm.
 - Poids volumique de béton bitumineux $\gamma_{rev}=2,3 \text{ t/m}^3$
- ✓ Pour la détermination les charges d'exploitation (surcharges). Nous nous sommes référées au fascicule 61 : conception, calcul et épreuves d'ouvrages d'art.

IV.4.1. Combinaison des charges

Le calcul et la justification des pièces de la pile et des culées est fait selon les combinaisons suivantes : ELU, ELS.

✓ **Etat Limite Ultime**

La surcharge à l'état limite ultime est donnée par : **QELU=1.35 G + 1.5 QA**

✓ **Etat Limite de Service**

La surcharge à l'état limite de service est donnée par : **QELS=G + 1.2 QA**

- Les coefficients 1.2, 1.35 et 1.5 sont données par les règles du fascicule 62.

➤ Pour les culées C1 et C2

Tab.IV.19. Récapitulatif de descente de charge pour les culées C1 et C2

Poids d'éléments d'ouvrage	Charges permanentes (t)	
	Culée 01	Culée 02
Tablier	233,84	233,84
Des d'appuis	0,84	0,84
Mur garde grève	12,32	12,7
Corbeau	2,57	2,57
Dalle de transition	11,25	11,25
Mur frontale	193,2	225,4
Murs en retour	129,31	167,19
Semelle	384	384
Poids des Terres sur dalle de transition	15	15
Terres patin arrière	516,33	594,32
Terres patin avant	163,07	173,06
Total =	1661,73	1820,17
	Les charges d'exploitation (t)	
Surcharge A(1)	82,65	82,65
Surcharge Bc	96,27	96,27
Surcharge Mc120	106,6	106,6
Total =	285,52	285,52

➤ Pour la pile 01

Tab.IV.20. Récapitulatif de descente de charge pour les piles 01

Poids d'éléments d'ouvrage	Charges permanentes (t)
	Pile
Poids du tablier	467,68
Poids des dés d'appuis	1,69
Poids du chevêtre	53,4
Poids du fut	109,28
Poids de la semelle	288
Terres sur semelle	147,92
Total =	1067,97
	Les charges d'exploitation (t)
Surcharge A(1)	214,28
Surcharge Bc	96,27
Surcharge Mc120	106,6
Total =	417,15

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

Tab.IV.21. Récapitulatif des charges pour les culées C1 et C2 et le pile

Elément	Culée 01	Culée 02	Pile
QELS (t)	2004,354	2162,794	1568,55
QELU (t)	2671,615	2885,51	2067,485

IV.5. Dimensionnement des fondations de l'ouvrage

La détermination de la capacité portante d'un pieu peut se faire à l'aide de plusieurs méthodes :

- ✓ L'utilisation des formules basées sur les résultats du battage des pieux
- ✓ L'utilisation des formules statique de la force portante étudiée à l'aide des lois théoriques de la mécanique de sol.
- ✓ L'interprétation des essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux.
- ✓ L'interprétation des diagrammes de pénétration obtenus soit avec la pénétration statistique, Soit avec la pénétration dynamique.

Pour le cas de notre étude, nous avons utilisés la méthode basée sur l'essai pressiométrique pour l'estimation de la force portante d'un pieu isolé.

IV.6. Capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique

La méthode pressiométrique tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalente P_{le} et entourant un pieu ayant une fiche équivalente De (Fig. IV.15 et 16). La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du Pressiomètre Ménard, le fascicule 62, titre V, définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 1, en fonction de la pression limite mesurée par le Pressiomètre Ménard.

Tab.IV.22. Définition des catégories conventionnelles de sols (Fascicule n°62, titre V).

Classe de sol		Pressiomètre P_L (Mpa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous < 0.7
	B	Argiles et limons mous 1.2 à 2.0
	C	Argiles très fermes à dures > 2.5
Sables, Graves	A	Lâches < 0.5
	B	Moyennement compacts 1.0 à 2.0
	C	Compacts > 2.5
Craies	A	Molles < 0.7
	B	Altérées 1.0 à 2.5
	C	Compacte > 3.0
Marnes, Marno-calcaires	A	Tendres 1.5 à 4.0
	B	Compacts > 4.5
Roches (1)	A	Altérées 2.5 à 4.0
	B	Fragmentées > 4.5

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

IV.6.1. Calcul de la charge limite totale Q_l

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a :

$$Q_l = Q_P + Q_S$$

Où :

Q_P : charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

Q_S : charge limite mobilisable par frottement latéral entre le fut du pieu et le sol.

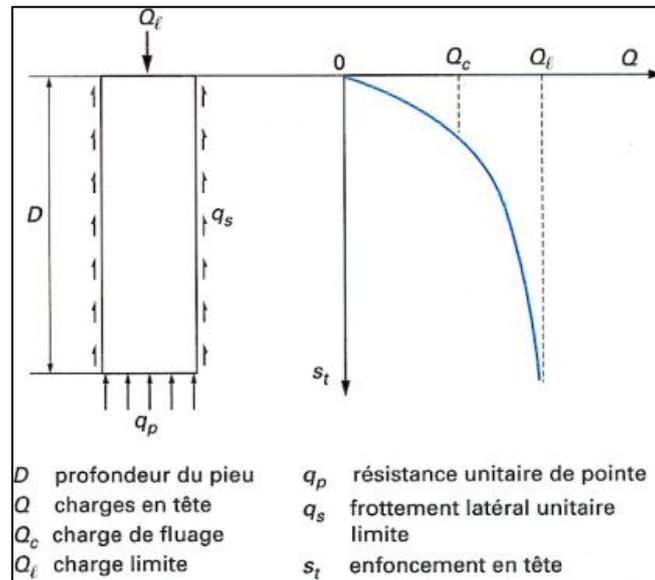


Fig.IV.16. Courbe de chargement axial d'un pieu (Frank, 2019).

a. La charge limite de la pointe

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993, la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_P = A \cdot K_P \cdot P_{le}^*$$

Avec ;

A : section de pointe ;

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

K_P : facteur de portance.

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance K_P sont données par le tableau (IV.23).

Tab.IV.23. Valeurs du facteur de portance K_P (Fascicule n°62, titre V)

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

✓ **Pression limite nette équivalente p_{le}^***

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (Fig. 2) :

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

Avec ;

$$a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m si } B < 1 \text{ m}$$

$$b = \min \{ a, h \} \text{ ou } h \text{ est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse}$$

Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une formation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales de P_l n'excèdent pas 2 fois les valeurs minimales P_l .

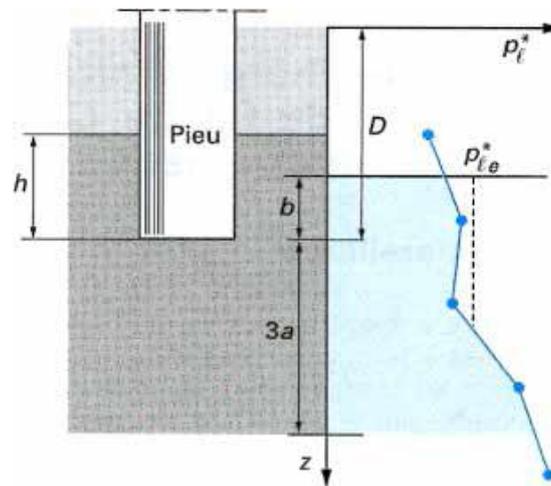


Fig.IV.17. Définition de la pression limite équivalente au Pressiomètre (Fascicule n°62, titre V)

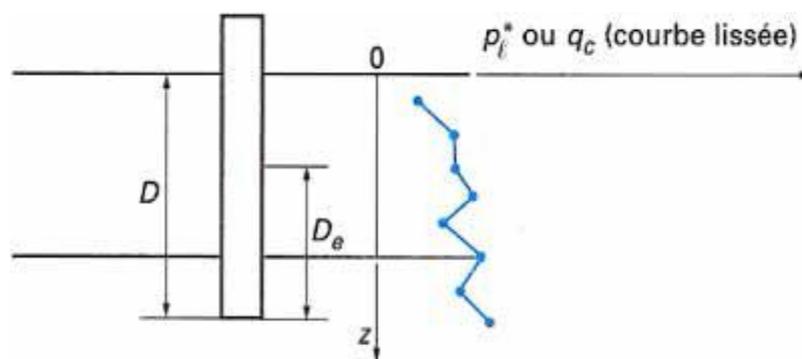


Fig.IV.18. Définition de l'encastrement équivalent (Fascicule n°62, titre V)

b. La charge limite de frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

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

Avec ;

q_s : frottement latéral unitaire limite à la cote Z .

P : périmètre du pieu.

✓ Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette p_i^* (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure 4. Le choix de la courbe à utiliser est fonction de la nature du sol et du type de pieu, comme indiqué au tableau (IV.24).

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières explicitées dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau (IV.24).

Tab.IV.24. Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (Principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art) (Fascicule n°62, titre V)

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roche
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q 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 à la 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) Pieux de grande longueur (supérieure à 30m).
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (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.

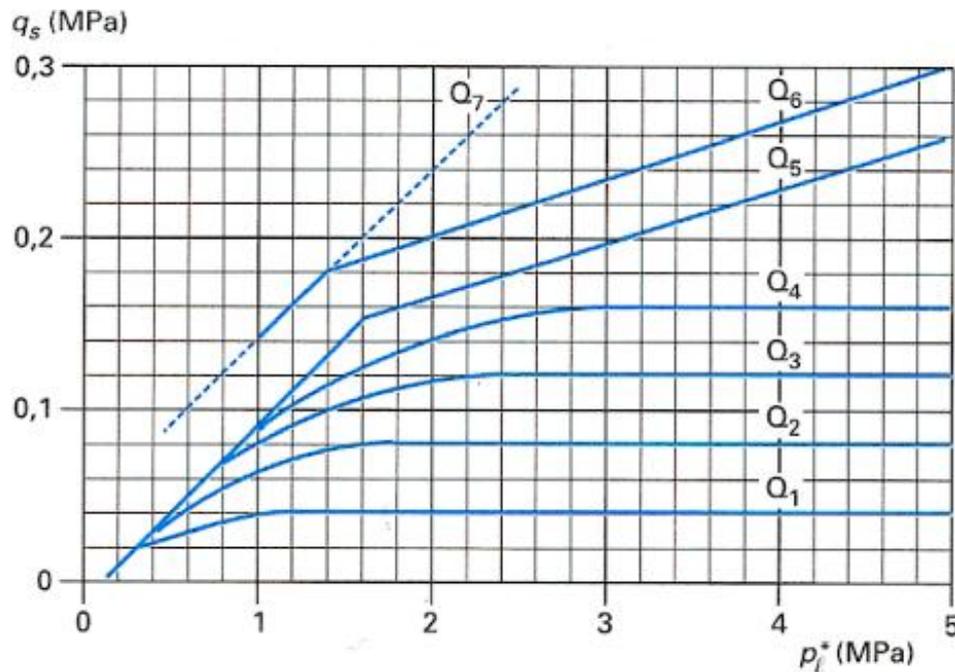


Fig.IV.19. Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu (Fascicule n°62, titre V)

IV.6.2. Calcul de la charge admissible aux états limites

➤ Etats limites ultime (ELU)

A l'ELU, la charge admissible s'exprime d'après la règle du DTU 13.2 par la formule :

$$Q_{admELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_f$$

➤ Etats limites de service (ELS)

La charge admissible à l'ELS est donnée, d'après la règle du DTU 13.2 par la formule :

$$Q_{admELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_f$$

IV.6.3. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N° 1) à partir des résultats d'essai pressiométrique :

a) Calcule d'effort de pointe Q_p :

$$Q_p = A \cdot k_p \cdot p_{le}^*$$

$$A = \pi \cdot B^2 / 4 = 3.14 \cdot 1.4^2 / 4 = 1.1304 \text{ m}^2 ; K_p = 1.3 ; a = 0.6 ; b = 0.6 ; D = 12$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{(3a)+b} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(Z) dz \Rightarrow p_{le}^* = \frac{1}{(3 \cdot 0.6) + 0.6} \int_{12-0.6}^{12+3 \cdot 0.6} p_l^*(Z) dz$$

$$p_{le}^* = 27.23 \text{ bar}$$

$$Q_p = 1.1304 \cdot 1.3 \cdot 27.23 \cdot 10 = 399.93 \text{ t}$$

b) Calcul de frottement latéral Q_s

$$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz \Rightarrow Q_s = 3.14 * 1.2 * 9.6 * 10 = 361,73 t$$

c) Calcul de la charge verticale limite Q_L

$$Q_L = Q_p + Q_s \Rightarrow Q_L = 399.93 t + 361.73 t = 751.93 t$$

c) Calcul de la charge admissible l'ELU Q_{adm}

$$Q_{admELU} = 0,5Q_p + 0,75Q_s = (0,5*399,93) + (0,75*361,73) = 426.06 t$$

e) Calcul de la charge admissible à l'ELS Q_{adm}

$$Q_{admELS} = 0,33Q_p + 0,5Q_s = (0,33*399,93) + (0,5*361,73) = 282,70 t$$

Tab.IV.25. Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de

N° Sondage	Diamètre pieux (m)	Profondeur pieu (m)	Résistance limite Sous pointe Q_p (t)	Résistance au frottement latérale Q_s (t)	Force Portante d'un pieu Q_L (t)	Capacité portante à l'état service ELS Q_{adm} (t)	Capacité portante à l'état ultime ELU Q_{adm} (t)
Pile 01	1,2	12	399,95	301,44	701,39	282,70	426,06
Culée 01		14	390,20	361,73	751,93	309,63	466,40
Culée 02		16	388,00	422,02	810,01	339,05	510,51

l'essai Pressiométrique

IV.7. Capacité portante d'un pieu foré isolé à partir de l'essai SPT

Il existe une variété de méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé, à la base de l'essai S.P.T. Il s'agit de méthodes issues en général de la corrélation purement empirique des résultats d'essai de chargement vertical des pieux avec de l'essai SPT.

a) Évaluation de la résistance en pointe

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

$$q_p = k_s * N_{spt}$$

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

➤ **Méthode d'Aoki et Velloso (1975)**

Ont montré, que le facteur k_s dépend de la nature du sol et du mode d'installation du pieu. Les valeurs suggérées, résumées au tableau IV.26, montrent que ce facteur est plus grand dans les sols pulvérulents que dans les sols fins, et que la rugosité d'interface sol /pointe n'intervient pas dans la résistance, puisque k_s est le même pour un pieu en béton préfabriqué ou en acier. Selon les auteurs, le nombre N_{spt} à introduire dans cette formule est la moyenne des trois valeurs de N_{spt} les plus proches du point.

Tab.IV.26. Valeur de (K_s en Mpa) selon (Aoki et velloso, 1975)

Sol	Pieu foré	Pieu en béton préfabriqué	Pieu en Acier
Gravier	-	-	-
Sable	0,286	0,571	0,571
Sable Limoneux	0,228	0,457	0,457
Sable Argileux	0,171	0,343	0,343
Limon Sableux	0,157	0,314	0,314
Limon	0,114	0,228	0,228
Limon Argileux	0,066	0,131	0,131
Argile Sableuse	0,100	0,200	0,200
Argile Limoneuse	0,063	0,126	0,126
Argile	0,057	0,114	0,114

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

Les auteurs ont proposé une méthode d'évaluation de la résistance en pointe dans les sols, le facteur de portance proposé est résumé au tableau IV.27 Pour les pieux forés, ou préfabriqué, la valeur de N représentative ne pas été précisée, et le facteur de sécurité suggéré est de (4) pour la résistance en pointe.

On propose de prendre pour le nombre N_{spt} à introduire dans cette formule la moyenne des trois valeurs de N_{spt} au voisinage de la pointe.

Tab. IV.27. Valeur de (KS en Mpa) selon (Decourt et Quaresma, 1982)

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

➤ *Méthode de Lopes et Laprovitera (1988)*

Les auteurs ont proposé ses valeurs sur la base d'étude faite sur des essais sur pieux forés et ont proposé de modifier la méthode d'Aoki et veloso. Le facteur de portance proposé est résumé au tableau IV.28.

Tab.IV.28. Valeur de (ks en Mpa) selon (Lopes lapovitera, 1988)

Sol	Pieu foré
Gravier	-
Sable	0,171
Sable limoneux	0,151
Sable argileux	0,151
Limon sableux	0,137
Limon	0,137
Limon argileux	0,086
Argile sableux	0,137
Argile limoneuse	0,071
Argile	0,071

b) Evaluation du frottement latéral

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

$$q_s = n_s \cdot N$$

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

➤ *Méthode d'Aoki et veloso (1975)*

Selon les auteurs le facteur n_s dépend de la nature du sol et du type de pieux et varie de 1 à 5 kPa. Il est résumé dans le tableau IV.29.

Tab.IV.29. Valeur de (n_s en kPa) selon (Aoki et veloso, 1975)

Sol	Pieu foré	Pieu en béton préfabriqué	Pieu en acier
Gravier	-	-	-
Sable	2,00	4,00	4,00
Sable limoneux	2,28	4,56	4,56
Sable Argileux	2,57	5,14	5,14
Limon sableux	1,73	3,46	3,46
Limon	1,71	3,42	3,42
Limon Argileux	1.12	2,24	2,24
Argile sableux	1,20	2,40	2,40
Argile limoneux	1,26	2,52	2,52
Argile	1,71	3,41	3,41

➤ *Decourt et Quaresma (1982)*

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

$$q_s = 10 \cdot (N/3 + 1) \text{ en (kpa)}$$

- ✓ Il est suffisant de considérer la valeur moyenne N_m le long du fût.
- ✓ Toutefois, les valeurs de N prises en compte pour déterminer la résistance à la pointe ne doivent pas être retenues dans le calcul du frottement latéral.
- ✓ On admet de plus que les valeurs de $N < 3$ sont égales à **3**, et les valeurs $>$ à **50** sont limitées à 50.

➤ *Méthode de Lopes et Laprovitera (1988)*

Les auteurs ont proposé de modifier les résultats des études d'Aoki et Velloso pour les pieux forés, et suggéré un facteur de frottement latéral résumé au tableau IV.30.

Tab.IV.30. Valeur de (n_s en (kPa) selon (Lopes et Laprovitera, 1988)

Sol	Pieu foré
Gravier	-
Sable	1,620
Sable limoneux	1,940
Sable Argileux	3,036
Limon sableux	2,770
Limon	2,770
Limon Argileux	1,960
Argile sableux	3,690
Argile limoneux	2,640
Argile	2,880

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

L'effort vertical limite Q_L (force portante ultime) d'un pieu est donné par :

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

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

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

A_P : section de la pointe du pieu

A_S : la surface du fût du pieu

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

$$Q_L = K_S \cdot N_P \cdot \pi \cdot B^2 / 4 + \pi \cdot B \cdot D \cdot n_s \cdot N_s$$

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

$$Q_L = K_S \cdot N_P \cdot \pi \cdot B^2 / 4 + \pi \cdot B \cdot \Sigma (n_s \cdot N_s \cdot \Delta Z)$$

N_P : est la valeur représentative du nombre de N dans la zone mobilisable par la résistance en Point.

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

B : diamètre du pieu en mètre

D : la fiche du pieu en mètre

IV.7.1. Exemple de calcul de la capacité portante d'un pieu foré isolé (sondage N°1)

✓ Méthode d'Aoki et Velloso :

(1) Effort de pointe Q_p : $Q_p = K_s \cdot N_p \cdot \pi \cdot B^2 / 4$

- Evaluation de la résistance en pointe :

$$q_p = K_s \cdot N_p$$

On a $B=1$ avec $k_s=63$ kpa

N_{spt} D'après les résultats de l'essai SPT N°01 est moyenne des trois valeurs de N les plus proches de la pointe qu'est égale à **12m**

Et : $Q_p = q_p \cdot A_p$ $q_p = k_s \cdot N_p$ $A_p = \pi \frac{B^2}{4}$

$$Q_p = k_s \cdot N_{spt} \cdot \pi \cdot B^2 / 4 \quad Q_p = 63 \cdot 76.3 \cdot 14 \cdot \frac{(1)^2}{4} \Rightarrow Q_p = 5412.35 \text{ kpa}$$

(2) Effort du au frottement latérale $Q_s = \pi \cdot B \sum (n_s \cdot N_s \cdot \Delta Z)$

- Évaluation du frottement latéral : $q_s = n_s \cdot N$

$$n_s = 1.26 \text{ Kpa, et } \Delta Z = \sum N_{spt}$$

$$Q_s = 3.14 \cdot 1.2 \cdot 1.26 \left[\frac{(0+19)}{2} \cdot 3 + \frac{(19+99)}{2} \cdot 3 + \frac{(99+76)}{2} \cdot 3 \right] = 4.7476 \cdot 468 = 2221.88 \text{ kpa}$$

$$Q_s = 2221.88 \text{ kpa}$$

- Estimation de l'effort verticale limite :

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad ; \quad Q_l = 5412.35 + 2221.88 \quad \Rightarrow \quad Q_l = 7634.23 \text{ kpa}$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{3} \quad ; \quad Q_{adm} = \frac{5412.35}{2} + \frac{7634.23}{3} \quad \Rightarrow \quad Q_{adm} = 5250.92 \text{ kpa} = 525.092 \text{ t}$$

✓ Méthode Décourt et Quarisma

(1) Effort de pointe Q_p : $Q_p = K_s \cdot N_p \cdot \pi B^2 / 4$

Le facteur de sécurité suggéré est de (4) pour la résistance en pointe.

$$K_s = 120 \text{ kpa, } B=1 \text{ m}$$

La valeur de N_{spt} d'après les résultats de l'essai SPT N°01 est la moyenne des valeurs de N les proches de la pointe soit 12 m.

$$Q_p = 120.76.3,14. \frac{(1,2)^2}{4} \cdot \frac{1}{4} \quad ; \quad Q_p = 2577,31 \text{ kpa}$$

(2) Effort du au frottement latéral : $q_s=10. (N/3+1)$ en kpa

Il est admissible de considère la valeur moyenne N_m le long de fût.

$$Q_s = \pi. B. q_s ; Q_s = \pi. B. 10.(N/3+1)$$

$$Q_s = 3,14. 1,2. 10 \left[\left(\left(\frac{19}{3} + 1 \right) \cdot 3 \right) + \left(\left(\frac{19}{3} + 1 \right) + \left(\frac{99}{3} + 1 \right) \right) \cdot 3 + \left(\left(\frac{99}{3} + 1 \right) + \left(\frac{76}{3} + 1 \right) \right) \cdot 3 \right]$$

$$Q_s = 37,68 \cdot 371 = 1232,136 \text{ kpa}$$

(3) L'effort vertical limite :

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad ; \quad Q_l = 2577,31 + 13979,28 \quad \Rightarrow \quad Q_l = 16556,59 \text{ kpa}$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{3} \quad ; \quad Q_{adm} = \frac{2577,31}{2} + \frac{13979,28}{3} \quad \Rightarrow \quad Q_{adm} = 15267,94 \text{ kpa} = 1526,794 \text{ t}$$

✓ Méthode loupes et Laprovitera

C'est la même méthode de d'Aoki et Velloso

$$k_s = 0,071 \text{ kpa}, \quad B = 1$$

La valeur de N_{spt} d'après les résultats de l'essai **SPT N°01** est la moyenne des trois valeurs de N les plus proches de la pointe qu'est égale à **12 m**.

On a que ; $n_s = 2,640 \text{ kpa}$

$$\text{Alors : } Q_p = 6099,63 \text{ kpa}$$

$$Q_s = 4654,5 \text{ kpa}$$

$$Q_l = 10755,13 \text{ kpa}$$

$$Q_{adm} = 4601,6 \text{ kpa} = \mathbf{460,16 \text{ t}}$$

Tab.IV.31. Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de l'essai SPT

N spt	Profondeur Pieu (m)	Nombre de coupe N	Résistance limite sous la pointe Q_p (t)	Résistance au frottement latéral Q_s (t)	Force portante d'un pieu Q_L (T)	Capacité Portante Q_{adm} (t)
Aoki et Velloso						
Spt 02	12	76	541,23	222,19	763,43	344,68
	14	69	491,38	291,03	782,42	342,70
	15	66	470,02	323,08	793,10	342,70
Decourt et Quaresma						
Spt 02	12	76	257,73	1232,13	1489,86	539,57
	14	69	233,99	1611,44	1845,44	654,14
	15	66	223,81	1788,54	2012,36	708,09
Lopes et Laprovitera						
Spt 02	12	76	609,96	465,54	1075,51	460,16
	14	69	553,78	609,78	1163,57	480,15
	15	66	529,70	676,93	1206,63	490,50

Lors de la comparaison des résultats de calcul de la capacité portant d'un pieux isolé suivant les trois méthodes, on remarque que la méthode de **Aoki et Velloso** est le plus pessimiste avec une valeur moyenne de $Q_{adm} = 343$ t, et la méthode de **Lopes et Laprovitera** est la plus optimiste avec une moyenne de $Q_{adm} = 476$ t.

- Alors pour des raisons de sécurité nous allons adopter la méthode de **Aoki et Velloso** pour le calcul de la capacité du groupe de pieux.

IV.8. Comportement d'un groupe de pieux

IV.8.1. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiale

La charge verticale limite d'un groupe de N pieu doit être inférieure à N fois la charge limite d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient d'efficacité (C_e) d'un pieu en terme capacité portante, est défini comme suit (FRANK, 2015) :

Avec ;

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

N : le nombre de pieu.

• Cas d'entre-axe supérieur à 3 fois diamètre

Une des règles suivante adoptée ;

- Le coefficient d'efficacité C est pris égal à 1 pour un être-axe de 8 fois le diamètre et 0.7

Pour un entre-axe de 3 fois le diamètre, et varie linéairement entre les deux

- Le coefficient d'efficacité C_e peut être aussi calculé par la formule suivante :

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

Avec :

B : le diamètre d'un pieu

S : l'entre-axe

m et n : le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieux.

IV.8.2. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux

IV.8.2.1. A partir des résultats de l'essai Pressiométrique

➤ Cas de culée 01 :

On a : $\emptyset=1,2$ m ; $D=14$ m ; $S = 3,6$ et $C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$; $C_e = 0.7$

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1947,25 t**

- Pour une profondeur de 12 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **282,7 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux environ.
- On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0 \emptyset) et un nombre de pieux égal à 8-9, puis on va vérifier le choix.
- Le coefficient d'efficacité (C_e) est de 0,74
- La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{admELS}$

$$Q_{gELS} = 8 * 0.7 * 282,7 = 1583,12 \text{ t} < 1947,25 \text{ t} \rightarrow \text{Condition non vérifiée pour des}$$

raisons

de Sécurité (à la limite de charge).

- On vérifie pour une profondeur de 16 m et un nombre de pieu égal à 9 pieux.

$$Q_{gELS} = 9 * 0.7 * 339,05 = 2136,015 \text{ t} > 1947,25 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

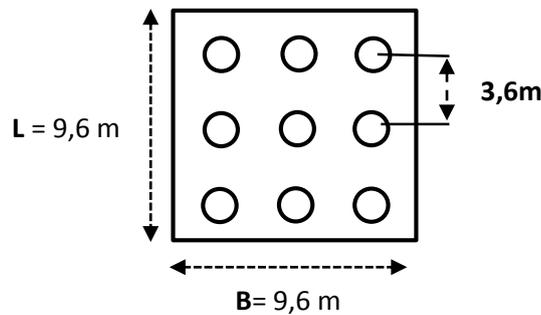


Fig.IV.20 : Schéma de conception de la semelle de la culée01.

Tab.IV.32. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la Longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage Préssiométrique (Culée01)

Culée	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de rongée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rongée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Capacité portant d'un pieu à ELS Qadm (T)	Charge limite du groupe de pieu (T)
01	16	1,2	3	9	3	3,6	0.7	339,05	2136,015

➤ Cas de culée 02 :

On a : $\varnothing = 1,2 \text{ m}$; $D = 14 \text{ m}$; $S = 3,6$ et $Ce = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} (2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n})$; **Ce = 0.7**

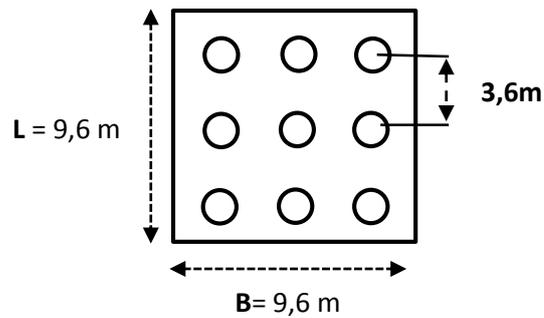
Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **2105,69 t**

- Pour une profondeur de 12m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **282,7 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux environ.
- On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0 \varnothing) et un nombre de pieux égal à 8-9, puis on va vérifier le choix.
 - Le coefficient d'efficacité (Ce) est de 0,74
- La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times Ce \times Q_{admELS}$

$Q_{gELS} = 8 * 0.7 * 282,7 = 1583,12 \text{ t} < \mathbf{2105,69 \text{ t}} \rightarrow$ **Condition non vérifiée pour des raisons de sécurité** (à la limite de charge).

- On vérifie pour une profondeur de 16 m et un nombre de pieu égal à 9 pieux.

$Q_{gELS} = 9 * 0.7 * 339,05 = 2136,015 \text{ t} > \mathbf{2105,69 \text{ t}} \rightarrow$ **Condition vérifiée**



FigIV.21. Schéma de conception de la semelle de la culée02.

Tab.IV.33. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la Longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage Préssiométrique (Culée02)

Culée	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de rongée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rongée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient D'efficacité (Ce)	Capacité portant d'un pieu à ELS Qadm (T)	Charge limite du groupe de pieu (T)
02	16	1,2	3	9	3	3,6	0,7	339,05	2136,015

➤ Cas de la pile

On a : $\varnothing=1,2\text{m}$; $D=14\text{ m}$; $S=3,6$ et $Ce = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$, $Ce = 0,7$

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1485,12 t**

- Pour une profondeur de 12 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **282,7 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6 pieux environ.
- On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0 \varnothing) et un nombre de pieux égal à 6-8, puis on va vérifier le choix.

Le coefficient d'efficacité (Ce) est de 0,7

- La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times Ce \times Q_{admELS}$

$$Q_{gELS} = 6 * 0,7 * 282,7 = 1187,34 \text{ t} < \mathbf{1485,12 \text{ t}} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée pour des}$$

raisons

De Sécurité (à la limite de charge).

- On vérifie pour une profondeur de 12 m et un nombre de pieu égal à 8 pieux.

$$Q_{gELS} = 8 * 0,7 * 282,7 = 1583,12 \text{ t} > \mathbf{1485,12 \text{ t}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

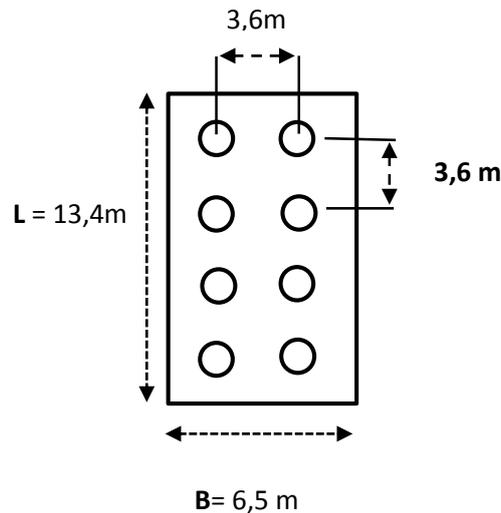


Fig IV.22. Schéma de conception de semelle pour la pile

Tab.IV.34. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la Longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage Préssiométrique (Pile)

Pile	Longueur pieux (m)	Diamètre de pieux (m)	Nombre de rongée	Nombre de pieux	Nombre de pieu par rongée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Capacité portante d'un pieu à ELS Qadm (T)	Charge limite du groupe de pieu (T)
01	12	1,2	2	8	4	3,6	0,7	282,7	1583,12

IV.8.2.2. A partir des résultats de l'essai SPT

➤ Cas de culée 01 :

On a : $\varnothing = 1,2 \text{ m}$; $D = 14 \text{ m}$; $S = 3,6$ et $C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$; $C_e = 0,7$

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1947,25 t**

- Pour une profondeur de 12 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **344,68 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6 pieux environ.
- On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m ($3,0 \varnothing$) et un nombre de pieux égal à 6-9, puis on va vérifier le choix.
 - Le coefficient d'efficacité (C_e) est de 0,7
- La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{admELS}$

$$Q_{gELS} = 6 * 0,7 * 344,68 = 1447,65 \text{ t} < \mathbf{1947,25} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée pour des raisons de Sécurité (à la limite de charge).}$$
- On vérifie pour une profondeur de 15 m et un nombre de pieu égal à 9 pieux.

$$Q_{gELS} = 9 * 0.7 * 342,7 = 2159,01 \text{ t} > 1947,25 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

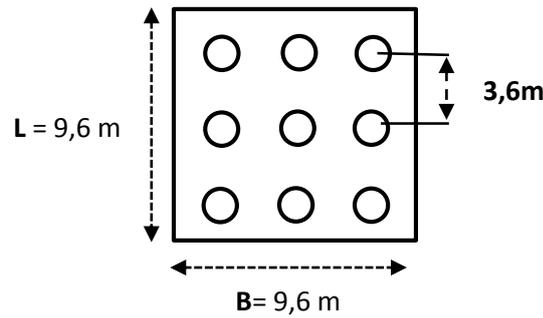


Fig. IV.23. Schéma de conception de semelle pour la culée 01.

Tab.IV.35. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la Longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage SPT (Culée01, sondage 02)

Culée	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de rongée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rongée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient d'efficacité (Ce)	Capacité portante d'un pieu à ELS Qadm (T)	Charge limite du groupe de pieu (T)
01	15	1,2	3	9	3	3,6	0,7	342,7	2159,01

➤ Cas de culée 02 :

On a : $\varnothing=1,2\text{m}$; $D=14 \text{ m}$; $S=3,6$ et $Ce = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} (2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n})$; $Ce = 0.7$

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **2101,69 t**

➤ Pour une profondeur de 12 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **344,68 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 8 pieux environ.

➤ On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m (3,0 \varnothing) et un nombre de pieux égal à 8-9, puis on va vérifier le choix.

Le coefficient d'efficacité (Ce) est de 0,7

➤ La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times Ce \times Q_{admELS}$

$$Q_{gELS} = 8 * 0.7 * 344,68 = 1930,2 \text{ t} < 2105,69 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée pour des}$$

raisons **de Sécurité** (à la limite de charge).

➤ On vérifie pour une profondeur de 15 m et un nombre de pieu égal à 9 pieux.

$$Q_{gELS} = 9 * 0.7 * 342,7 = 2159,01 \text{ t} > 2105,69 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

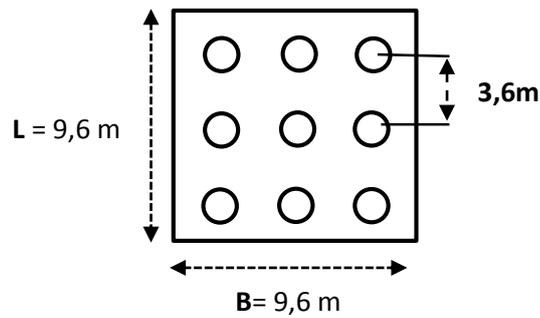


Fig. IV.24. Schéma de conception de semelle pour la culée 02.

Tab.IV.36. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage SPT (Culée 02, sondage 02)

Culée	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de rongée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rongée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient D'efficacité (Ce)	Capacité portant d'un pieu à ELS Qadm (T)	Charge limite du groupe de pieu (T)
02	15	1,2	3	9	3	3,6	0,7	342,7	2159,01

➤ Cas de la pile

On a : $\varnothing = 1,2 \text{ m}$; $D = 14 \text{ m}$; $S = 3,6$ et $C_e = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$; $C_e = 0,7$

Les charges appliquées au niveau de la fondation sont égales à **1485,12 t**

- Pour une profondeur de 12 m, la capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de **344,68 t** le rapport donne un nombre théorique de pieux égal à 6 pieux environ.
- On suggère un type de pieu de 1,2 m de diamètre, un entraxe de 3,6 m ($3,0 \varnothing$) et un nombre de pieux égal à 6-8, puis on va vérifier le choix.

Le coefficient d'efficacité (C_e) est de 0,74

- La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{admELS}$

$Q_{gELS} = 6 * 0,7 * 344,68 = 1447,65 \text{ t} < 1485,12 \text{ t} \Rightarrow$ **Condition non vérifiée pour des raisons de sécurité** (à la limite de charge).

- On vérifie pour une profondeur de 15 m et un nombre de pieu égal à 8 pieux.

$Q_{gELS} = 8 * 0,7 * 342,7 = 1919,12 \text{ t} > 1485,12 \text{ t} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

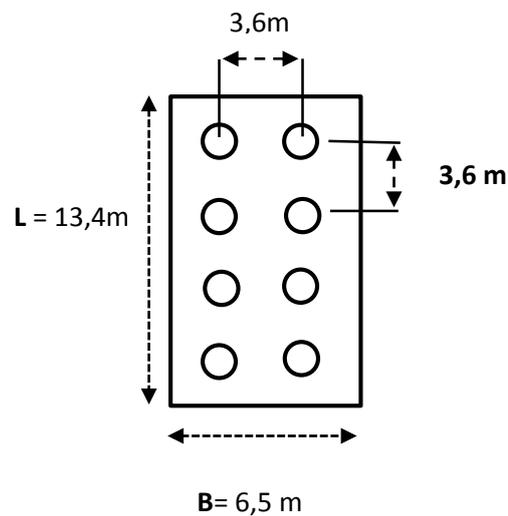


Fig. IV.25. Schéma de conception de semelle pour la pile.

Tab.IV.37. Résultat de calcul de la charge limite de groupe de pieu en fonction de la longueur, diamètre et entraxe des pieux à partir du sondage SPT (Pile, sondage 02)

Pile	Longueur de pieu (m)	Diamètre de pieu (m)	Nombre de rangée	Nombre de pieu	Nombre de pieu par rangée	Entraxe des pieux (m)	Coefficient D'efficacité (Ce)	Capacité portante d'un pieu à ELS Qadm (T)	Charge limite du groupe de pieu (T)
01	15	1,2	2	8	4	3,6	0,7	342,7	1919,12

IV.9. Analyse et interprétation des résultats obtenus

Par étude comparative entre le calcul effectué par les deux méthodes (pressiométrique et SPT) (Tab.IV.38), on peut constater que les résultats de calcul de la capacité portante de pieux isolés sous charge axiale sont relativement proches. A titre d'exemple la capacité déterminée par la méthode pressiométrique est égale à 339.05 tonnes et celle par la méthode SPT est de 342.7 tonnes (Fig.IV.24), la différence est très faible, et elle se résume à la conversion de la méthode utilisée au comportement réel du sol à étudier.

Tab.IV.38. Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode pressiométrique et SPT

			Méthode SPT	Méthode Pressiométrique	
Caractéristique des pieux	Profondeur d'investigation	culée 01	15	14	
		culée 02	15	16	
		Pile	15	12	
	Diamètre (m)	culée 01	1.2	1.2	
		culée 02			
		Pile			
	Nombre	culée 01	9	9	
		culée 02	9	9	
		Pile	8	8	
Capacité portante (t)	Pieux isolés	ELS	culée 01	342,7	309,05
			culée 02	342,7	339,05
			Pile	342,7	282,7
		ELU	culée 01	-	466.4
			culée 02	-	510.51
			Pile	-	426.6
	Groupe de pieux	ELS	culée 01	2398,76	2167,41
			culée 02	2398,9	2373,35
			Pile	1919,12	1583,12
		ELU	culée 01	-	3264.4
			culée 02	-	3573.57
			Pile	-	4875.42

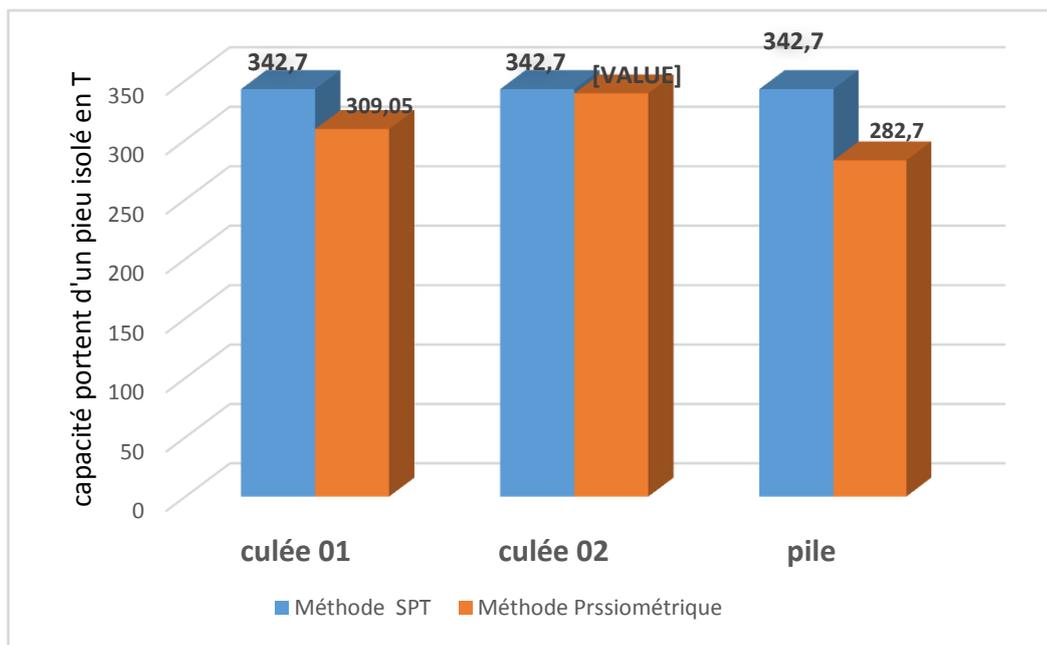


Fig.IV.26. Capacité portante admissible (tonne) d'un pieu isolé par la méthode SPT et pressiométrique

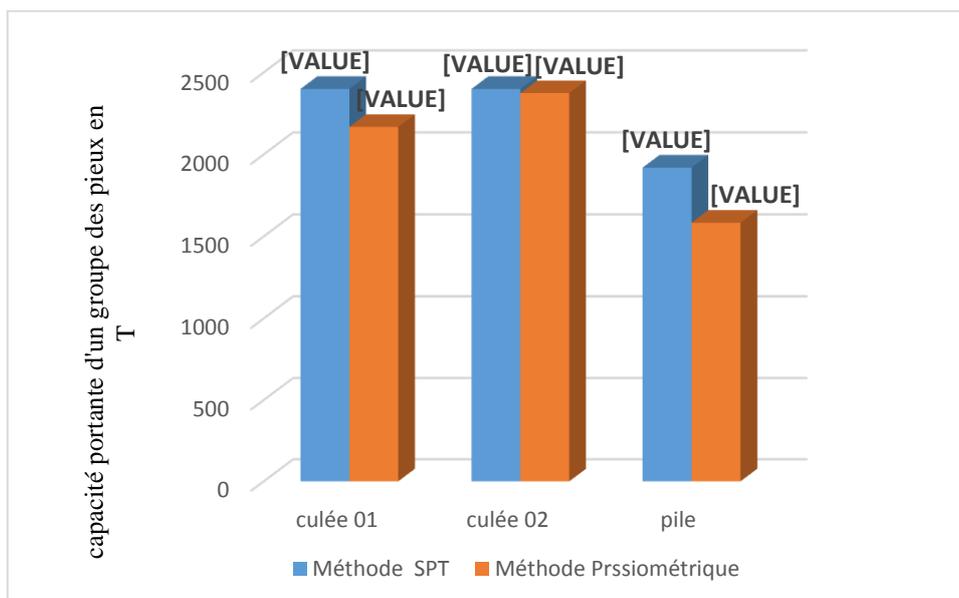


Fig.IV.27. Capacité portante admissible (tonne) d'un groupe des pieux par la méthode SPT et pressiométrique

IV.9.1. Le nombre de pieux obtenus après dimensionnement pour chaque méthode

Le nombre de pieux obtenus en prenant en considération les surcharges transmissent pour les différents appuis, montre un chiffre parfaitement similaire (Fig.IV.25).

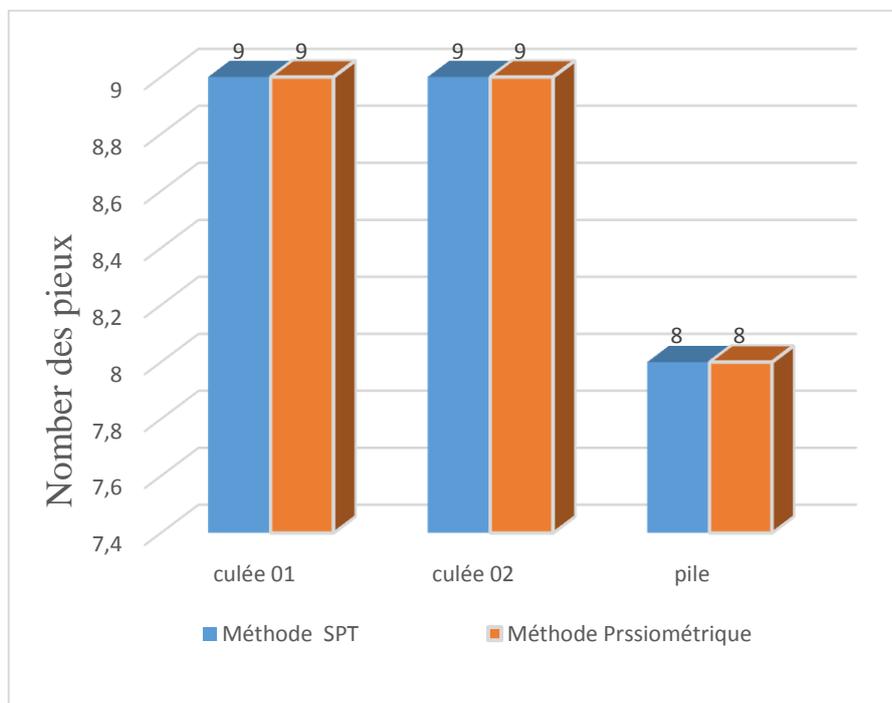


Fig.IV.28. Nombre de pieux obtenus par la méthode SPT et pressiométrique.

Les résultats obtenus sont prévisibles car le nombre de pieux est directement lié à la capacité portante, ainsi le dimensionnement des fondations dans les conditions du site actuel est adapté par les deux méthodes.

IV.10. Conclusion

L'utilisation de deux méthodes (pressiométrique et SPT) pour dimensionner les fondations du passage supérieur, nous a permis d'obtenir des résultats de calcul de charge portante de pieux isolés sous charge axiale relativement similaires.

Au terme de notre analyse, nous pouvons dire que l'application de la méthode pressiométrique est plus appropriée par rapport à la méthode SPT. En vue des résultats obtenus, nous recommandons le système de fondation comme illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab.IV.39. Récapitulatif du système de fondation adoptée (charge limite du groupe de pieu, longueur, diamètre et entraxe des pieux)

Appuis	Longueur pieux (m)	Diamètre pieux (m)	Nombre pieux	Entraxe pieux (m)	Charge limite du Groupe de pieux (t)	Charge de structure à l'ELS (t)
Culée 01	14	1,2	9	3,6	2167,41	309,05
Pile	12	1,2	8	3,6	1583,12	282,7
Culée 02	16	1,2	9	3,6	2373,35	339,05

CHAPITRE

MODELISATION DE
L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

V.1. Introduction

La méthode des éléments finis peut être utilisée pour étudier la configuration géométrique des fondations, étudier et traiter les problèmes posés dans les domaines de la géotechnique et d'hydrologie au moyen de plusieurs logiciels : GEO-SLOPE International Ltd c'est un de ces logiciels ; la compagnie canadienne qui a développé les logiciels SIGMA/ W et SEEP/W et propose d'autres, les licences de GEO-SLOPE sont utilisées par plusieurs chercheurs étudiants de l'école Polytechnique de Montréal. Ceci justifie le choix du logiciel SIGMA/W.

La réalisation d'une modélisation numérique passe par les étapes suivantes :

- ✓ Le modèle conceptuel
- ✓ La géométrie du problème (ou du modèle)
- ✓ La géométrie du maillage en fonction du problème (difficulté de convergence dans la résolution des équations différentielles) et des résultats attendus (parfois, il y'a un intérêt à connaître certains paramètres dans une région ou point particuliers) ;
- ✓ Les conditions aux frontières
- ✓ Les lois de comportement à utiliser et les paramètres du sol (ou matériau) requis par code.

V.2. Logiciel de calcul par MEF en géotechnique

Les logiciels de modélisation numérique par la méthode des éléments finis sont de plus en plus nombreux dans le domaine de la géotechnique et deviennent de plus en plus sophistiqués, dont les plus utilisés SIGMA/W(Géostudio), slide (Rocscience), Talren,t...

Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement le comportement des sols.

V.2.1. Logiciel SIGMA/W

Le logiciel SIGMA/W est un logiciel d'analyse par éléments finis des problèmes de contraintes-déformations. Il fait partie de la suite GeoStudio de GEO-SLOPE International Ltd. Une analyse couplée rend possible le calcul des variations de pression interstitielle générées par les changements d'état de contraintes causés par une charge appliquée (poids propre ou externe).

Le SIGMA/W est grandement utilisé pour la résolution numérique d'applications géotechniques de toutes sortes.

V.2.2. Modélisation numérique par éléments finis

La méthode des de modélisation numérique par éléments finis (MEF) consiste à discrétiser un domaine et résoudre un système des équations en dérivées partielles (EDP) pour obtenus une solution approchée.

Un cas particulier, consiste le passage de la discrétisation par une redéfinition et une approximation de la géométrie. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème par la (MEF). Cet espace est défini à l'aide du maillage (composé des éléments finis).

L'analyse par les méthodes des éléments finis permet de donner une modélisation géométrique complexe des ouvrages, l'hétérogénéité du comportement des matériaux, le comportement non linéaire des sols et des roches, le couplage entre les comportements mécanique et hydraulique et autre aspects essentiels

Les logiciels de calcule par éléments finis sont plus utilisable dans le domaine de la géotechnique et devient plus sophistique, ils permettent de la connaissance des limites des logiciels et des spécificités des matériaux.

La modélisation numérique par éléments finis comporte trois aspects fondamentaux est qui sont montrés par la figure V.26 et sont la discrétisation du maillage, Condition aux frontières
Propriété des matériaux

a) Discrétisation du maillage

SIGMA/W 2007 utilise des algorithmes spécifiques aux problèmes géotechniques, permettant le développement et l'affectation automatique de maillages à la géométrie. D'autre part, la limitation de la puissance de calcul des ordinateurs oblige les utilisateurs à maîtriser la discrétisation automatique générée par ces algorithmes disponibles afin de trouver un équilibre entre le temps de calcule et la précision de la solution. Avant de l'utiliser pour des calculs d'application l'analyse de sensibilité du réseau est indispensable.

b) Condition aux frontières

C'est une étape nécessaire pour une définition précise et complète du problème d'exposition et une modélisation numérique correcte. Il existe de nombreux types de conditions aux limites disponibles sur SIGMA/W, dont l'un est : Contrôle du déplacement (tassement), des forces de la pression de fluide, des débits hydrauliques, etc. Ces conditions aux frontières sont appliquées à l'aide de SIGMA/W sur les nœuds et les segments des éléments, avec l'application des conditions initiale au début de chaque étape de simulation. (Géo-Studion Tutorials, 2007)

c) Propriété des matériaux

SIGMA/W 2007 propose cinq (5) modèles : élastique linéaire, élastique-anisotrope, élastique non linéaire (hyperbolique), élasto-plastique (EP-MC) et le modèle Cam-Clay modifié (CCM). Il permet également aux utilisateurs d'introduire leurs propres modèles (User defined modèles) définis par l'utilisateur pour mieux représenter le comportement de certains matériaux. Le choix de chaque modèle dépend du type d'analyse que l'utilisateur souhaite effectuer (analyse avec ou sans pressions interstitielles par exemple) et du type de matériau modélisé

V.3. Application au projet du passage supérieure PS 55+900

V.3.1. Géométrie du problème

Dans le cas du passage supérieur objet de notre étude et selon les recommandations faites dans le chapitre dimensionnement des fondations profondes ; nous aborderons trois cas de modélisation (trois appuis) représentative de notre ouvrage :

- Culée 01 : groupe de (09) pieux (03 rangées), diamètre des pieux de 1.20 m, un entraxe de 3.60 m et un encastrement de 16 m.
- Culée 02 : groupe de (09) pieux (03 rangées), diamètre des pieux de 1.20 m, un entraxe de 3.60 m et un encastrement de 16 m.
- Piles 01 : fondée sur un groupe de (08) pieux (02 rangées), avec un diamètre de 1.20 m, un entraxe de 3.6 m et un encastrement de 12 m.

V.3.2. Définition des paramètres des matériaux

Tab.V.40. Paramètres physico-mécaniques du sol de fondation et des pieux

Paramètre	Symbole	Argile limoneuse	Pieu
Modèle du matériau	Modèle	Plastic	Linéaire-Elastic
Poids volumique (kN/m ³)	γ	21.5	25
Module de Young (kN/m ²)	Eref	300000	32 .10 ⁶
Coefficient de poisson	ν	0.33	0.2
Cohésion (kN/m ²)	C	61	/
Angle de frottement (°)	ϕ	45	/

V.3.3. Génération du maillage

L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément. La maille triangulaire de 0,5 m été la maille utilisée pour la modélisation du présent projet avec un nombre d'éléments de 464 et un nombre de nœuds de 512, pour les conditions aux limites les tassements sont pris égale à zéro par rapport à x et y pour la frontière inférieure et égale à zéro par rapport à x seulement pour les frontières droite et gauche. La contrainte de la superstructure est variable fonction de l'appui (Figure.V.26).

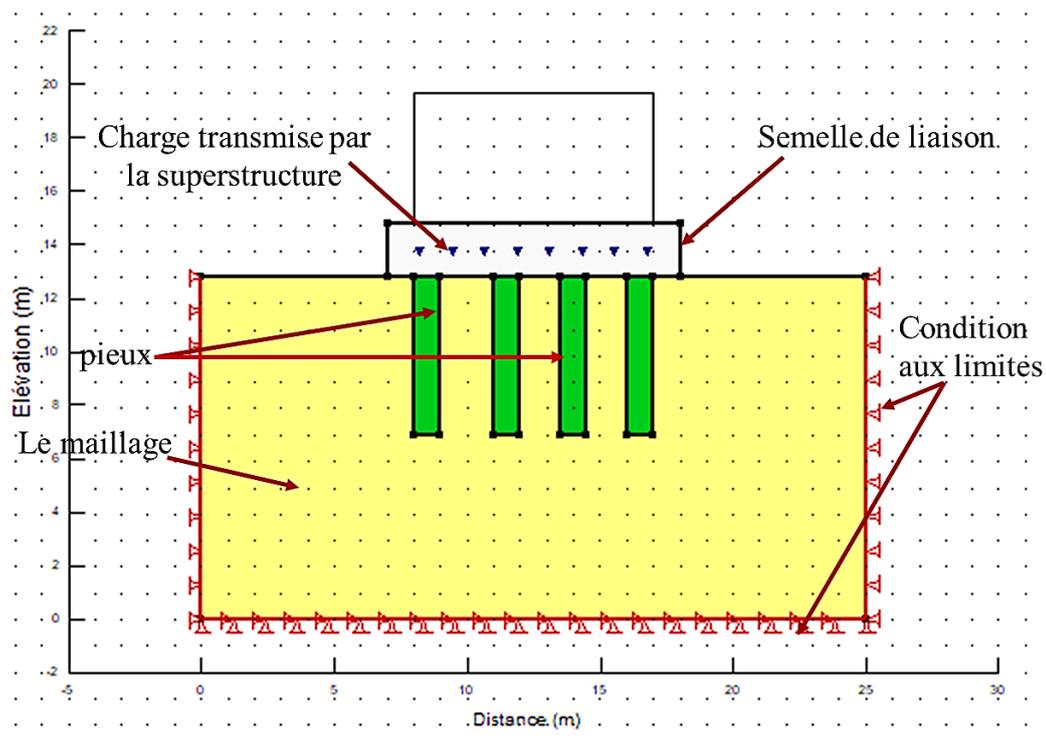


Fig.V.29. Génération du maillage et délimitation des conditions aux limites

V.3.4. Charge de la superstructure

Tab.V.41. La charge de la superstructure en fonction de l'appui

Appuis	Charge en Kpa
Culée 01	180.3
Culée 02	197.5
Pile 01	140.23

V.3.5. Visualisation des résultats

SIGMA/W permet l'affichage des résultats suivants :

- La déformation du maillage.oç

- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux).
- Les contraintes totales

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- Vecteurs
- Iso-valeur par zone « Shading ».
- Courbe contour des différentes zones.

➤ **Cas de la Culée 01**

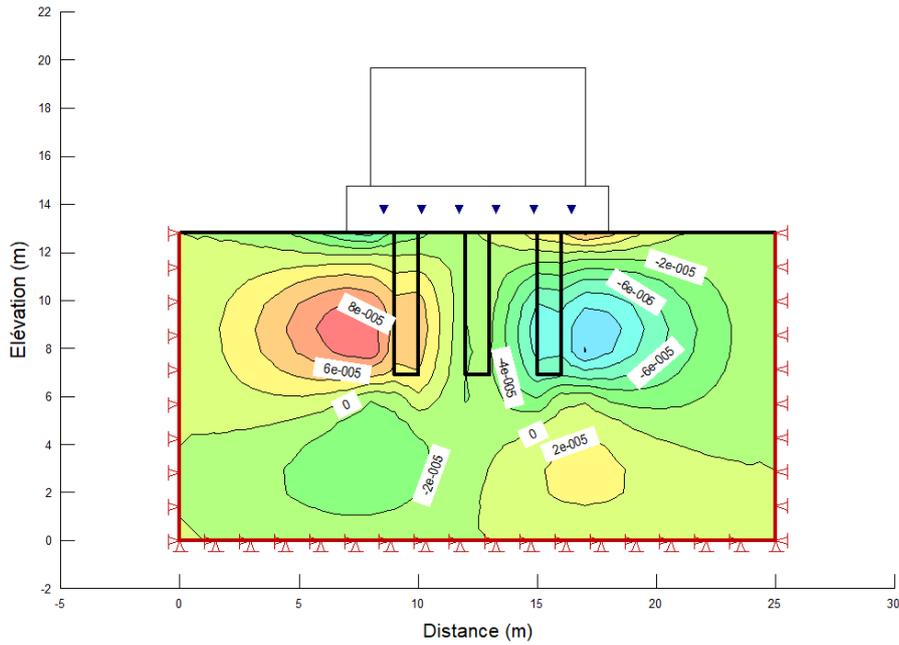


Fig.V.30. Iso-valeurs de tassement vertical (Culée 01, groupe de pieux 3x3)

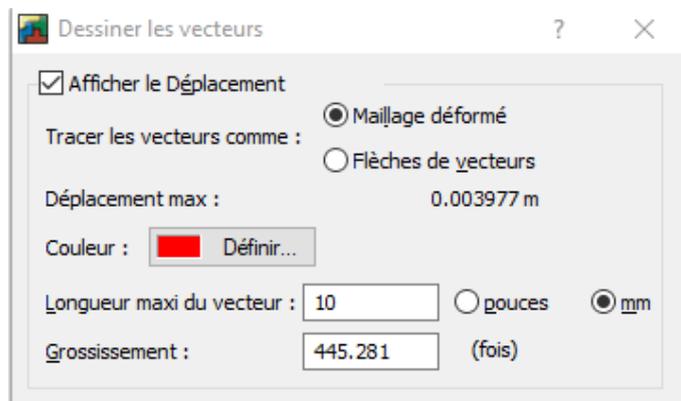


Fig.V.31. Valeur maximale de tassement en mètre (culée 01)

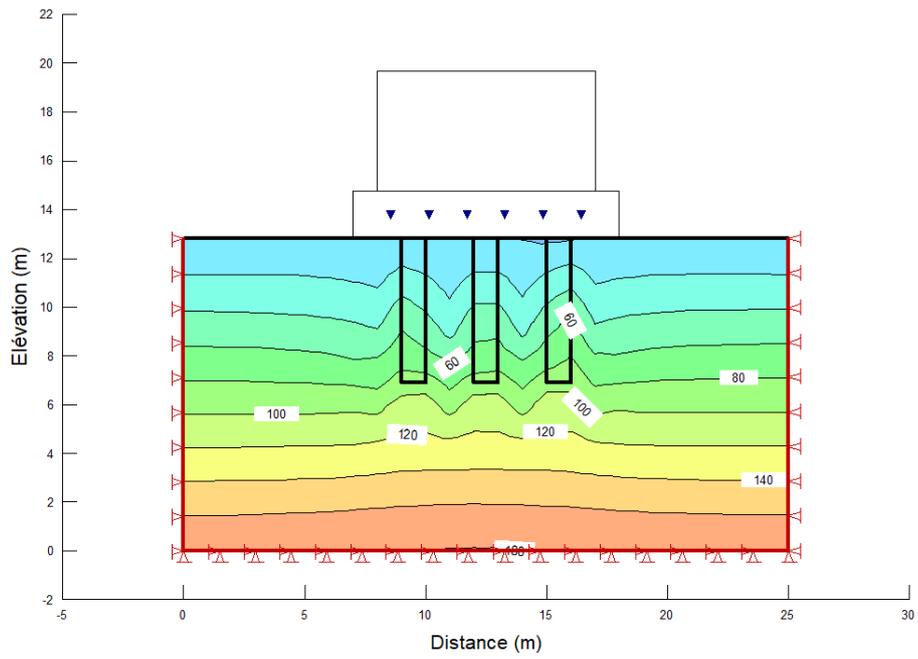


Fig.V.32. Iso-valeurs des contraintes totales moyennes (Culée 01)

➤ Cas de la Culée 2

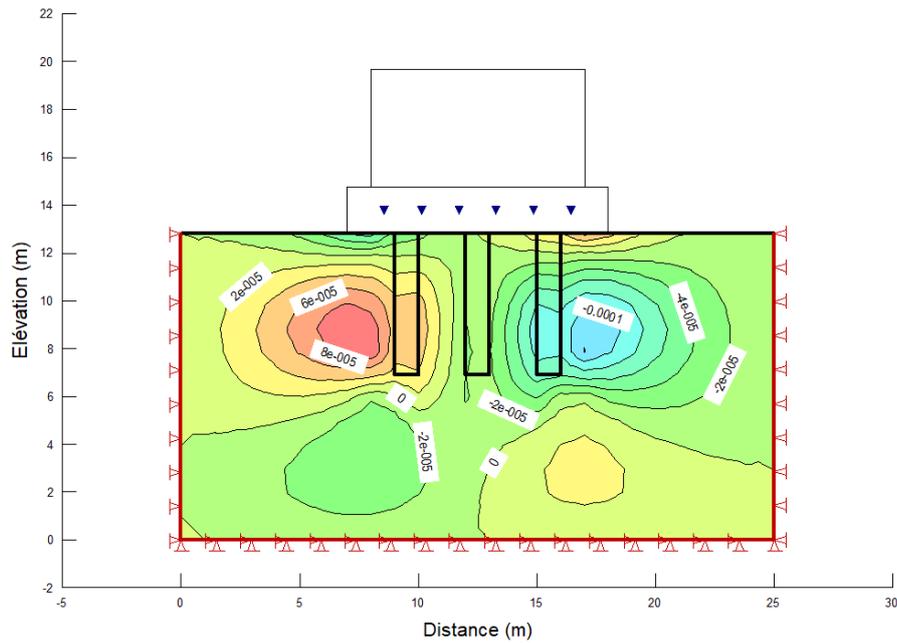


Fig.V.33. Iso-valeurs de tassement vertical (Culée 02, groupe de pieux 3x3)

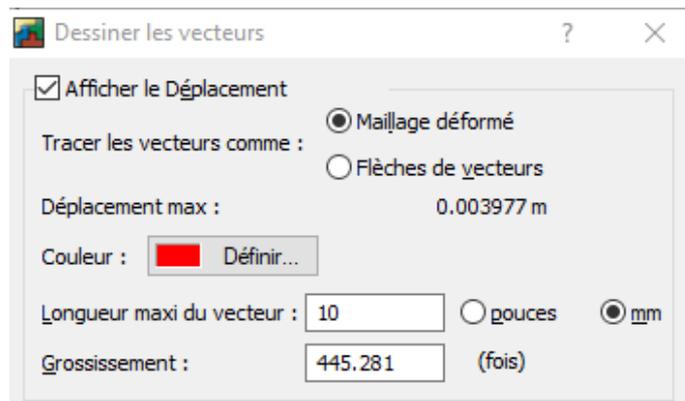


Fig.V.34. Valeur maximale du tassement en mètres (culée 02)

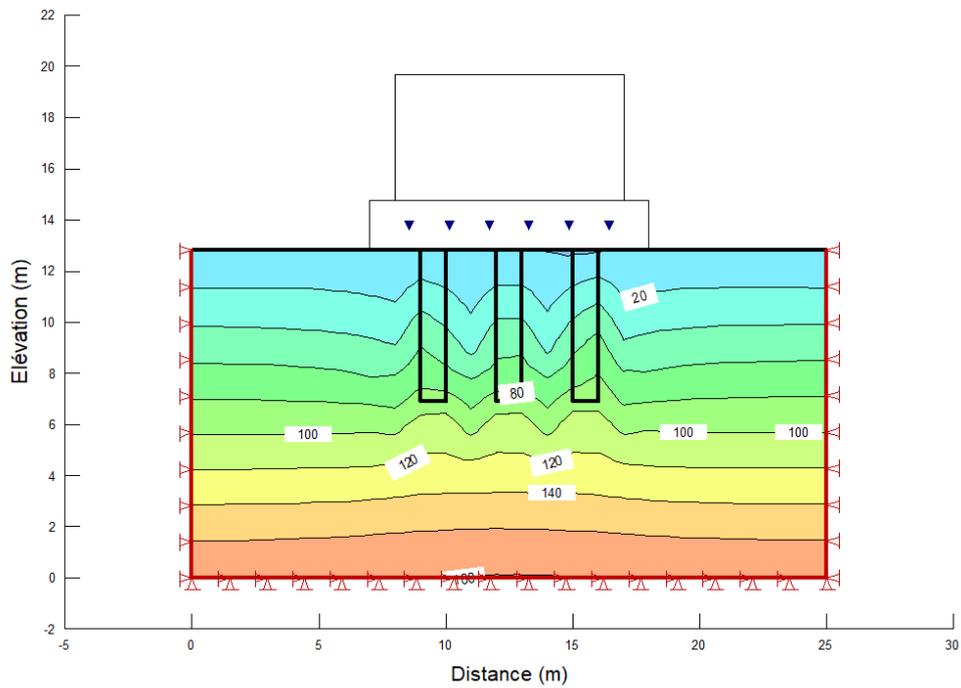


Fig.V.35. Iso-valeurs des contraintes totales moyennes (Culée 02)

➤ Cas de la Pile

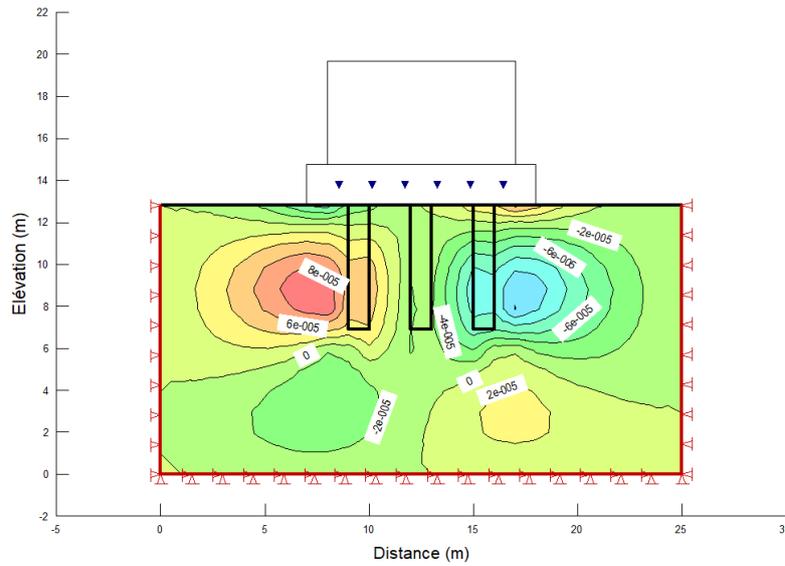


Fig.V.36. Iso-valeurs de tassement vertical (Pile, groupe de pieux 2x4)

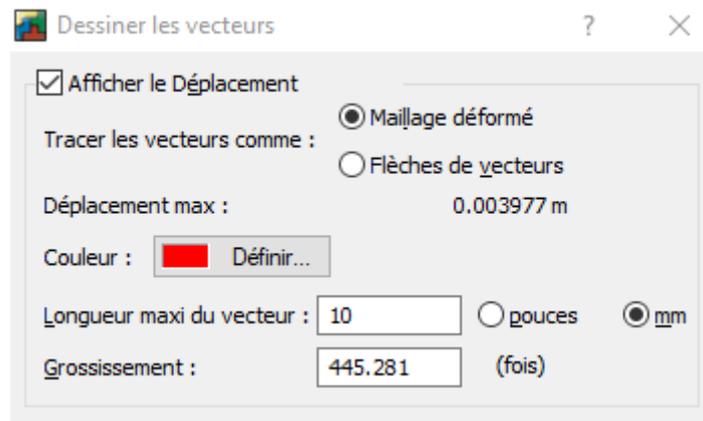


Fig.V.37. Valeur maximale du tassement en mètres (Pile)

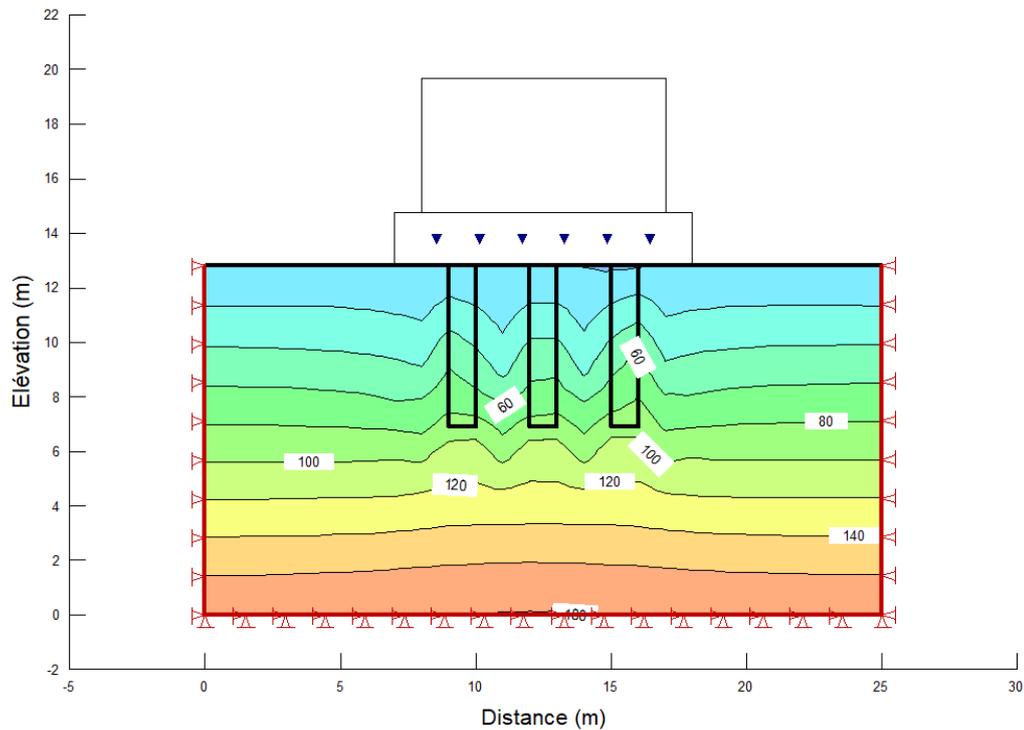


Fig.V.38. Iso-valeurs de contrainte totale moyenne (pile)

V.4. Conclusion

La modélisation des différents appuis de l'ouvrage, en fonction des systèmes de fondation proposés (\varnothing des pieux de 1,20 m, entraxe de 3.6 m et un débord de 0.6 m) a permis de constater que :

- Les charges transmises par la superstructure sont essentiellement reprises par les fondations (pieux), d'où on constate une concentration des contraintes au sein des pieux.
- Les tassements du groupe de pieux pour les différents appuis sont $<$ à 4 mm, d'après le Tableau ci-dessous :

Tab.V.42. Valeurs du tassement du groupe de pieux des différents appuis.

Appuis	Fiche des pieux (m)	Disposition des pieux	Charges en tonne	Tassement en (cm)	Tassement moyen en (cm)
Culée1	16	9 Pieux (3x3)	1803.09	0.3977	
Culée2	16	9 Pieux (3x3)	1975	0.3977	0.3977
Pile	12	8 Pieux (2x4)	1402.3	0.3977	

Cela implique que le choix du système de fondation est conforme aux conditions de sécurité imposées par la structure de point de vue charges transmises.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'étude que nous présentons dans ce travail intéresse la faisabilité des fondations profondes du futur passage supérieur localisé au Pk55+900 pénétrante autoroutière Djendjen el Eulma et située dans la région de de Aïn Sebt, wilaya de Sétif.

Cette étude est basée sur la combinaison des données des campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques qui a conduit à bien identifier les nombreux paramètres géotechniques qui caractérise le sol au niveau de notre site par des différents types d'essai in-situ et au laboratoire.

Le but de ce travail est de présenter les différentes méthodes de calcul de la charge limite d'un pieux isolé et du groupe de pieux, en se basant sur les résultats de l'essai pressiométrique et l'essai SPT, afin d'adopter le système de fondation (pieux) le plus sûr de point de vue technique et économique.

L'évaluation des tassements et la vérification du comportement du groupe de pieux (déformations) a été faite par une modélisation 2D avec le logiciel Sigma/W basé sur éléments finies. Cette dernière a permis de bien étudier le comportement des fondations en se basant sur les tassements des groupes de pieux qui a donné des résultats très corrects, avec un tassement global moyen inférieur à 0.4 cm.

A l'issus des résultats obtenus nous recommandons de :

- réaliser, si possible, sur un même chantier, différents types d'essais afin de juger l'efficacité d'une méthode pour un choix définitif en vue de dimensionner la fondation
- au niveau des pieux auront la configuration de pieux forés de diamètre $d = 1.2$ m, rigidement connectés à une semelle de fondation, ayant épaisseur de 2 m pour les piles et de 2 m pour les culées
- au niveau des piles : nous proposons une semelle de fondation reposent sur 8 pieux disposés 2*4 avec une profondeur de 16 m.
- au niveau des culées : nous proposons une semelle de fondation reposent sur 9 pieux disposés 3*3 avec une profondeur de 12 m
- apporter le plus grand soin sur le prélèvement et l'échantillonnage, car les essais de laboratoire complètent harmonieusement les essais in-situ.
- un calcul par éléments finis est indispensable pour vérifier et confirmer ces résultats afin de prendre les décisions définitives pour la phase de l'avant-projet détaillé.
- ne pas mettre au premier plan l'aspect coût, autrement éviter le dimensionnement en fonctions du coût car, en général, l'aspect coût handicape l'aspect technique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- **Anani, A., 2014.** Utilisation des géomatériaux dans la construction routière et autoroutière (cas de la pénétrante Jijel-El Eulma). pp10.
- **ANRH., 1993.** Agence Nationale des Ressources Hydriques, Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord, à l'échelle 1:500.000 et Notice Explicative, ANRH, Algérie.
- **Aoki, N., Velloso, D.D.A., 1975.** An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Proceedings of 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 367–376. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Buenos Aires.
- **Berthaud, Y., De Buhan, P., Schmitt, N., 2015.** Construction d'un immeuble à bureaux pour le service météorologique et hydrogéologique National Haïtien, Rapport d'étude géotechnique et topographique/15-JC-051, pp 20.
- **Boubazine, Y., Chelhioun, A., 2014.** Synthèse géologique géophysique et calcul des fondations d'un ouvrage d'art – cas du viaduc d'oued Menar sur la RN77- Wilaya de Sétif, Mémoire de Master, Université de Jijel. pp6.
- **Bouillin, J.p., 1979.** La transversale de Collo et d'El Milia (Petite Kabylie) une région clef Pour l'interprétation de la tectonique alpine de la chaîne littorale d'Algérie. Thèse de Doctorat, Paris, France.
- **Bouillin, J.p., 1986.** le bassin maghrébin, une ancienne limite entre l'Erope et l'afrique à l'oust des Alpes.soc.Géol.france, pp.547-558.
- **Bultel, F., 2001.** Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels. Sciences de l'ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Français, pp 200.
- **Chouial, Z., Grine, S., 2019.** Etude des fondations d'un Viaduc V.44.8 du Pk 44+799 au Pk 45+191, pénétrante autoroutière 77 reliant le port de Djendjen à l'autoroute Est-Ouest (Commune de Djimla, Wilaya de Jijel); Mémoire de Master, Université de Jijel, pp 83
- **Combarieu, O., 1996.** L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe des pieux ; Laboratoire des Ponts et Chaussées de Rouen - 203 - RÉF. 408, PP 61-72.
- **Décourt, L., Quaresma, A.R., 1982.** How to calculate (quickly) the limit load capacity of a pile. Construction, Sao Paulo.
- **Degoutte, G., Royet, P., 2009.** Mécanique des sols ; Aide-mémoire, pp 95.
- **Djellit, H., 1987.** Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et la polarité de mise en place des nappes de flysch en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse Doctorat : université de Paris France, p11-12, 24,115-116,120-124.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Durand Delga, M., 1955.** Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse D'Etat. Paris, p533.
- **Durand Delga, M., 1969.** Mise au point sur la structure du Nord-Est de Berberie. Publ. serv.Cartegéo: Algérie, p131.
- **Ehrmann, M. F., (1928) :** Carte géologique à 1/50.000ème de la feuille de Tamesguida, feuille N °49.
- **Fabre, R., Marache, A., 2014.** Exemple d'utilisation de l'essai œdométrique pour résoudre des problèmes de géologie historique ou préhistorique, Université de Bordeaux, I2M, UMR 5295, Ave des facultés, 33405 Talence cedex, France, pp 11.
- **Fascicule n° 61 titre II.,** Programme de charge et épreuves des ponts-routes. Ministère de l'Équipement, du logement et des Transport de la France, 335 p. (1970).
- **Fascicule n°62, titre V.,** Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés des travaux. Ministère de l'équipement, du Logement et des Transports. Textes Officiels, n°93-3, 182 p. (1993).
- **Frank, R., 2019.** Fondations profondes (C248). Ed. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction
- **Gélard, J.p., 1969.** Le flysch à base schisto-gréseuse de la bordure méridionale et orientale du massif Chellata : le flysch maurétanien (Grand kabylie).Bull.Soc Géol.France.7.pp.676-686.
- **Glangeaud, L., 1932.** Étude géologique de la région littorale de la province d'Alger 627p
- **Gonin, H., Vandangeon, P., 1992.** Etude sur les corrélations entre le standard pénétration test et le pressiomètre, revue française de géotechnique, n° 58, pp 67-78.
- **Gonin, H., Vandangeon, P., Lafeuillade, M., 1992.** Etude sur les corrélations entre la standard pénétration test et le pressiomètre, revue française de géotechnique. n° 58, pp. 67-78.
- **GTS., 2003.** Groupe de Travail Spécialisé du RPA 99, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003, DTR., Document Technique Règlementaire, pp 100.
- **Haddad, W., Mezhoud, S., 2015.** Etude de faisabilité des fondations d'un pont sur Oued El-Kebir, Zarza, Wilaya De Mila Algérie Nord Orientale Mémoire de Master, Université de Jijel, pp85.
- **J.p, Bouillin., JF, Raoult., 1971.** Présence sur le socle Kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flyschs; le Numidien peut être un néo-autochtone. Compte Rendu : Somm. Soc. Géol : France, 117p.
- **Kimouche, F., Bouanika, N., Amoura, N., 2013.** Calcul des fondations-Etude comparative cas d'application : l'échangeur d'accès à l'université de Tassoust, wilaya de Jijel-Algérie. Mémoire de Master Université de Jijel, pp 76

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Lahonder, J.C., 1979.** Datation du numidien d'Algérie orientale conséquences Structurales. Paris.383-386p.
- **Lopes, R.F., Laprovitera, H., 1988.** On the prediction of the bearing capacity of bored piles from dynamic penetration tests. Proceedings of Deep foundations on bored and auger piles BAP'88, Van Impe (ed), pp: 537-540
- **Madi, A., Benfatmi, I., 2018.** Etude de confortement de terrain par paroi berlinoise au niveau du PK 31+600, Projet pénétrante autoroutière 77, Djendjen El-Eulma, Wilaya de Jijel, Mémoire de Master , Université de Jijel. pp1-8.
- **Mauttaufer, M., 1958.** L'étude géologique de là l'Ouarsenis orientale (Algérie).534p
- **Menard, L., 1975 .**Règles d'utilisation des techniques préssiométriques et des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Notice générale, centre d'études géotechniques. Paris, p.41.
- **Philipponnat, G., Hubert, B., 2003.** Fondations et ouvrages en terre. Ed Eyrolles, paris pp 548.
- **Ponchant, L., Massue, I S., 2015.** La piézométrie ou mesure de la profondeur de la surface des nappes, l'école d'Hiver, pp 30.
- **Raoult, J.F., (1974).** Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Mem. Soc. G éol. France.
- **RPA 99 / version 2003,** DTR., Document Technique Règlementaire, pp 100.
- **Sanglérat, G., Costet, J., 1983.** Cours pratique de mécanique de sol, Tome II-calcul des ouvrages, 3^{ème} Ed, Dunod : Paris, 447 p.
- **Semroud, B., Ouabadi, A., Belanteur, O., 1992.** Les granitoïdes associés à la chaîne alpine en Algérie du Nord. Bull. Ser. géol. Vol.9.N°1. pp 3-8
- **Serratrice, J., Soyez, B., 1996.** Les essais de gonflement ; Bulletin Laboratoire régional des Ponts et Chaussées- 204 - Réf 4082, PP 65-85.
- **Sibille, L., 2017.** Essai œdométrique et mesure de perméabilité notice du TP, Licence, Université de Grenoble Alpes France, pp 13.
- **Sibille, L., 2018.** Bases de la Géotechnique Module MXG4 IUT Génie Civil et Construction Durable. Licence. France, pp 60-75
- **Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Arts (S.A.P.T.A.), 2019.** Note de calcul de l'infrastructure du pont supérieur au niveau du PK55+900, Pénétrante autoroutière Djendjen El Eulma, Projet d'exécution.
- **Vila, J.M., 1980.** La chaîne alpine d'Algérie orientale et les confins Algéro-tunisien. Thèse de Doctorat, Univ. Pierre et Marie Curie, Paris VI, France, 665 p.

Site web :

<http://earth.google.com>

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES